



TESIS RC14-2501

**PERILAKU INELASTIK STRUKTUR GEDUNG *STAGGERED TRUSS FRAMING* DENGAN *REDUCED BEAM SECTION* PADA ELEMEN *VIERENDEEL* DENGAN VARIASI JUMLAH LANTAI MENGGUNAKAN ANALISA NONLINIER BEBAN DORONG**

**MUHAMMAD FARID NURUL IMAN**

**3111202904**

**DOSEN PEMBIMBING**

**Endah Wahyuni, S.T., M.Sc., Ph.D.**

**Data Iranata S.T., M.T., Ph.D.**

**PROGRAM MAGISTER**

**BIDANG KEAHLIAN STRUKTUR**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL**

**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**

**INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER**

**SURABAYA**

**2017**



THESIS RC14-2501

**INELASTIC BEHAVIOR OF STAGGERED TRUSS  
FRAMING WITH A REDUCED BEAM SECTION ON A  
VIERENDEEL ELEMENT ON VARIOUS NUMBER OF  
FLOORS USING A NONLINEAR PUSH OVER  
ANALYSIS**

**MUHAMMAD FARID NURUL IMAN**

**3111202904**

**SUPERVISOR**

**Endah Wahyuni, S.T., M.Sc., Ph.D.**

**Data Iranata S.T., M.T., Ph.D.**

**PROGRAM MAGISTER**

**BIDANG KEAHLIAN STRUKTUR**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL**

**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**

**INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER**

**SURABAYA**

**2017**

Tesis disusun untuk memenuhi salah satu syarat memperoleh gelar  
Magister Teknik (M.T.)

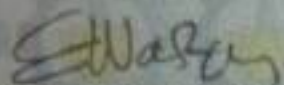
di  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

oleh:

MUHAMMAD FARID NURUL IMAN  
NRP. 3111 202 904

Tanggal Ujian : 11 Januari 2017  
Periode Wisuda : Maret 2017

Disetujui oleh:



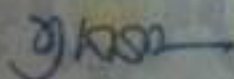
1. Endah Wahyuni, S.T., M.Sc., Ph.D.  
NIP. 19700201 199512 2 001

(Pembimbing)



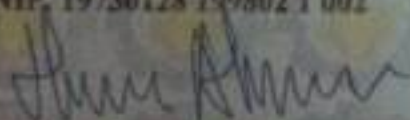
2. Duta Iranota, S.T., M.T., Ph.D.  
NIP. 19800430 200501 1 002

(Pembimbing)



3. Budi Suryanto, S.T., M.T., Ph.D.  
NIP. 19730128 199802 1 002

(Penguji)



4. Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D.  
NIP. 19830808 200812 1 005

(Penguji)



Direktur Program Pascasarjana,  
Departemen Teknik Mesin dan Teknik Program Pascasarjana

Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D.  
NIP. 19830808 200812 1 005

**PERILAKU INELASTIK STRUKTUR GEDUNG *STAGGERED TRUSS*  
FRAMING DENGAN *REDUCED BEAM SECTION* PADA ELEMEN  
*VIERENDEEL* DENGAN VARIASI JUMLAH LANTAI MENGGUNAKAN  
ANALISA NONLINIER BEBAN DORONG**

Nama : Muhammad Farid Nurul Iman  
NRP : 3111202904  
Dosen Pembimbing : 1. Endah Wahyuni, S.T., M.Sc., Ph.D.  
2. Data Iranata, S.T., M.T., Ph.D.

**ABSTRAK**

Sistem *staggered truss framing* (STF) merupakan salah satu sistem struktur alternatif tahan gempa. Keunggulan dari sistem ini yang bisa dimanfaatkan, yaitu konsep penempatan kolom eksterior saja dan tata letak yang selang-seling tiap lantai yang menyediakan spasi ruangan yang cukup luas. Sistem ini juga menggunakan material baja yang sifatnya mempunyai banyak keunggulan untuk sistem struktur tahan gempa. Selain itu dengan komponen-komponen strukturnya yang didapat dari proses fabrikasi (*precast*) membuat waktu konstruksi menjadi yang lebih cepat. Oleh karena itu, sistem *staggered truss framing* (STF) ini sesuai untuk konstruksi bangunan hunian massal yang bersifat tipikal dan simetris seperti apartemen, hotel, dormitory, dan kondominium. Terutama di Negara Indonesia, yang sekarang ini memprioritaskan konstruksi hunian massal secara vertikal karena keterbatasan lahan. Selain itu juga Indonesia merupakan wilayah yang berpotensi gempa yang cukup tinggi.

Pada sistem *staggered truss framing* (STF) terdapat elemen *vierendeel* panel yang biasanya digunakan sebagai koridor jalan penghubung antar ruangan. Elemen *vierendeel panel* memiliki peranan penting dalam mekanisme keruntuhan pada sistem *Staggered Truss Frame* (STF). Studi ini bertujuan untuk mengetahui pengaruh *Reduced Beam Section* (RBS) pada elemen *vierendeel panel* terhadap perilaku inelastik gedung STF berdasarkan analisa beban gempa.

Sistem STF diaplikasikan sebagai gedung perkantoran pada daerah gempa tinggi dan tanah keras dengan variasi 4, 6, dan 10 lantai. Konfigurasi struktur *vierendeel* menggunakan nilai perbandingan lebar *vierendeel* dan jarak antar *vertical truss* sebesar 1,6. Sistem struktur yang digunakan yaitu sistem *Special Moment Resisting Frame* (SMRF) pada arah longitudinal (B-T) dengan faktor gempa 8, dan sistem STF pada arah transversal (U-S) dengan faktor gempa 7. Analisa yang digunakan yaitu analisa nonlinier beban dorong (*pushover*).

Dengan adanya RBS menunjukkan bahwa dengan bertambahnya jumlah lantai, nilai daktilitas struktur meningkat di kedua arah U-S (portal STF) dan arah B-T (portal SMRF). Energi disipasi yang mampu diserap juga meningkat terutama pada arah U-S. Mekanisme keruntuhan struktur terjadi pelelehan pertama kali pada *vierendeel panel*, kemudian diikuti oleh *diagonal* dan *vertical truss* serta *chord* di sekitar *vierendeel panel* dengan kondisi kritis masih pada tingkat *immediate occupancy* dan *life safety*.

**Kata kunci:** *reduced beam section , staggered truss framing , special moment resisting frame , vierendeel panel, truss, pushover.*

# **INELASTIC BEHAVIOR OF STAGGERED TRUSS FRAMING WITH A REDUCED BEAM SECTION ON A VIERENDEEL ELEMENT ON VARIOUS NUMBER OF FLOORS USING A NONLINEAR PUSH OVER ANALYSIS**

Name : Muhammad Farid Nurul Iman  
Student Number : 3111202904  
Supervisor : 1. EndahWahyuni, S.T., M.Sc., Ph.D.  
2. Data Iranata, S.T., M.T., Ph.D.

## **ABSTRACT**

Staggered truss framing system (STF) is one alternative for earthquake proof structural system. The advantage of this system is the concept of exterior column placement and criss-crossed layout on every floor which provides a relatively bigger floor space. This system also uses steel as a material where its characteristics has many advantages for earthquake proof structural systems. Other than that, with its structural components which can be fabricated (pre-cast) this method reduces time of construction. Therefore, this staggered truss framing (STF) system is perfect for mass residential construction which are typical and symmetrical such as apartments, hotels, dormitories, and condominium. It is especially beneficial for Indonesia which is currently prioritizing the construction of such vertical residential buildings due to a decrease of land availability. Other than that, Indonesia is situated in an area with a relatively high earthquake potential.

In the staggered truss framing system (STF) there are structure elements called vierendeel panel which is usually used as a corridor that connecting all accesses between room. Vierendeel element panel has an important role in the mechanism of the collapse process of the system Staggered Truss Frame (STF). This study aims to determine the effect of Reduced Beam Section (RBS) on a panel vierendeel element of the inelastic behavior of STF based on seismic loads analysis.

This thesis will study the effects of reduced beam section on the vierendeel towards the behavior of STF inelastic system due to seismic loads. The configuration of the vierendeel uses the ratio value between width of vierendeel and distance between vertical truss of 1,6. STF system is applied on structures with a variation of 4 floors, 6 floors, and 10 floors. STF system applied on the transversal side (North – South) with seismic factor of 7, whilst for the longitudinal direction (West –East) uses Special Moment Truss Moment system with seismic factor of 8. Behavioral evaluation will use nonlinear push over analysis

With the RBS on vierendeel panel showed that by increasing the number of floors, the ductility increased in both directions, the direction N-S (STF system) and the direction W-E (SMRF system). The dissipation energy that can be absorbed also increased, especially in the direction of the N-S. The mechanism of

structural collapse occurs first yielding at vierendeel panel, followed by diagonal and vertical truss and chord around vierendeel panel with critical conditions are still at the level of immediate occupancy and life safety.

**Key Words:** Reduced Beam Section, vierendeel, Staggered Truss Frame, Special Moment Resisting Frame, ductility, nonlinear pushover analysis.

## KATA PENGANTAR

Puji syukur dan terima kasih kepada Allah SWT atas segala petunjuk-Nya yang memberikan kemudahan dan kelancaran sehingga tesis ini dapat terselesaikan dengan baik. Studi yang berjudul “Perilaku Inelastik Stuktur Gedung *Staggered Truss Framing* dengan *Reduced Beam Section* pada Elemen *Vierendeel* dengan Variasi Jumlah Lantai Menggunakan Analisa Nonlinear Beban Dorong” ini merupakan studi pengembangan sistem struktur baja tahan gempa di Indonesia.

Penelitian dan penulisan tesis ini disadari dapat selesai karena berkat bantuan, bimbingan dan dorongan dari berbagai pihak baik secara langsung maupun tidak langsung. Oleh sebab itu, dengan segala kerendahan hati penulis mengucapkan banyak terima kasih kepada;

1. Kedua orang tua saya, Ibu dan alm. Bapak tercinta, yang selalu memberi doa, motivasi, dan semua yang saya butuhkan yang begitu luar biasa besar. I love You.
2. Ibu Endah Wahyuni, S.T., M.Sc., Ph.D dan Bapak Data Iranata, S.T., M.T., Ph.D. selaku dosen pembimbing yang memberi banyak arahan dan wawasan serta waktu bimbingan kapanpun di saat saya membutuhkan. Dan juga yang telah memberi kesempatan terakhir untuk melanjutkan kembali studi magister ini.
3. Saudara-saudara saya, Ning Erna & keluarga, Mas Fery & keluarga, Mas Finky, Ning Fida, dan Mas Ucup. Serta Keponakan-keponakan Evan, Avira, Aufa dan Risa yang selalu membahagiakan.
4. Anidya Fildzah Shabrina yang selalu memberi dukungan dan semangat yang tiada henti-hentinya kapanpun dan dimanapun saja. Yang selalu bersedia meluangkan waktu untuk menemani menyelesaikan studi ini.
5. Gunawan Wibisono, S.T., Fitri Hardiyanti, S.T. M.T. dan keluarga besar S-51, atas semua bantuan, kerjasama, kebersamaan, motivasi, dukungan, dan kritikan yang selalu mengalir.



6. Ketiga almarhum teman angkatan luar biasa saya, Anggadya, Rizky BF, dan Fatih, atas inspirasi, totalitas, dan perjuangan yang selalu menjadi motivasi saya.
7. Om dan Tante Budi, atas semua dukungan, bantuan, arahan, inspirasi, dan pembelajaran yang luar biasa.
8. Seluruh karyawan Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS atas kerjasamanya,
9. Semua pihak lain yang tak disebutkan yang senantiasa membantu saya.

## DAFTAR ISI

### HALAMAN JUDUL

|                         |      |
|-------------------------|------|
| LEMBAR PENGESAHAN ..... | i    |
| ABSTRAK .....           | iii  |
| KATA PENGANTAR.....     | vii  |
| DAFTAR ISI.....         | ix   |
| DAFTAR GAMBAR.....      | xiii |
| DAFTAR TABEL .....      | xvii |
| DAFTAR LAMPIRAN .....   | xix  |

### BAB I PENDAHULUAN

|                            |   |
|----------------------------|---|
| 1.1 Latar Belakang.....    | 1 |
| 1.2 Perumusan Masalah..... | 4 |
| 1.3 Tujuan.....            | 4 |
| 1.4 Batasan Masalah .....  | 5 |
| 1.5 Manfaat .....          | 5 |

### BAB II TINJAUAN PUSTAKA

|  |    |
|--|----|
| 2.1 Sistem <i>Staggered Truss Framing</i> .....  | 7  |
| 2.2 Komponen – komponen dari Sistem <i>Staggered Truss Framing</i> .....                       | 10 |
| 2.2.1 Kolom.....   | 10 |
| 2.2.2 <i>Truss</i> .....   | 11 |
| 2.2.3 <i>Spandrel beam</i> .....   | 11 |
| 2.2.4 Pelat lantai.....  | 12 |
| 2.3 Perilaku Inelastik Akibat Beban Gempa .....  | 13 |
| 2.4 <i>Reduced Beam Section (RBS)</i> .....  | 19 |
| 2.5 Analisis Nonlinier Statik Beban Dorong ( <i>Nonlinier Static Pushover Analysis</i> ) ..... | 24 |
| 2.6 Tingkat Kinerja Bangunan.....  | 26 |

### BAB III METODOLOGI

|                |    |
|----------------|----|
| 3.1 Umum ..... | 29 |
|----------------|----|

|        |  |    |
|--------|--|----|
| 3.2    | Bagan Alir Pengerjaan Tesis.....             | 29 |
| 3.3    | Penjelasan Bagan Alir Pengerjaan Tesis.....  | 31 |
| 3.3.1  | Studi Literatur .....                        | 31 |
| 3.3.2  | Perencanaan respon spektrum desain .....     | 31 |
| 3.3.3  | Perencanaan Data-data Teknis Gedung.....     | 34 |
| 3.3.4  | Pemodelan Struktur .....                     | 34 |
| 3.3.5  | Pembebanan.....                              | 45 |
| 3.3.6  | Analisa Struktur.....                        | 46 |
| 3.3.7  | Kontrol Kekuatan Penampang.....              | 46 |
| 3.3.8  | Perencanaan <i>Base Plate</i> .....          | 51 |
| 3.3.9  | Kontrol Simpangan Struktur.....              | 53 |
| 3.3.10 | Analisis Nonlinier Statik Beban Dorong ..... | 54 |
| 3.3.11 | Evaluasi Kinerja Struktur.....               | 54 |
| 3.3.12 | Kesimpulan .....                             | 57 |
| 3.4    | Jadwal Pengerjaan Tesis .....                | 58 |

#### **BAB IV ANALISA *REDUCED BEAM SECTION* (RBS)**

|       |   |    |
|-------|---|----|
| 4.1   | Prosedur Desain <i>Reduced Beam Section</i> (RBS) .....       | 61 |
| 4.2   | Desain Balok RBS Radius Cut .....                             | 61 |
| 4.2.1 | Perhitungan Desain Balok RBS Radius Cut.....                  | 62 |
| 4.2.2 | Perhitungan Kapasitas Balok <i>Reduced Beam Section</i> ..... | 63 |
| 4.3   | Pemodelan Hinges Properties Elemen <i>Vierendeel</i> .....    | 65 |

#### **BAB V PEMODELAN DAN PERENCANAAN STRUKTUR**

|       |  |    |
|-------|--|----|
| 5.1   | Respon Spektrum Desain Berdasarkan SNI 03-1726-2012.....     | 69 |
| 5.1.1 | Penentuan koefisien situs $F_a$ dan $F_v$ .....              | 69 |
| 5.1.2 | Perhitungan nilai $S_{MS}$ dan $S_{MI}$ .....                | 69 |
| 5.1.3 | Perhitungan nilai $S_{DS}$ dan $S_{D1}$ .....                | 69 |
| 5.1.4 | Perhitungan nilai $T_0$ dan $T_s$ .....                      | 70 |
| 5.1.5 | Perhitungan nilai $S_a$ .....                                | 70 |
| 5.1.6 | Respon spektrum Kota Yogyakarta.....                         | 70 |
| 5.2   | Pemodelan Struktur <i>Staggered Truss Framing</i> (STF)..... | 71 |

|   |    |
|---|----|
| 5.2.1 Data - data teknis gedung .....   | 71 |
| 5.2.2 Pembebanan .....  | 72 |
| 5.2.3 Pemodelan gedung STF1 .....   | 74 |
| 5.2.4 Pemodelan gedung STF2 .....   | 80 |
| 5.2.5 Pemodelan gedung STF3 .....   | 86 |
| 5.3 Kontrol Kekuatan Elemen Penampang .....   | 92 |
| 5.4 Desain Sendi Plastis Balok, Kolom dan <i>Bracing</i> untuk Analisis Nonlinier ..... | 92 |

## **BAB VI HASIL PENELITIAN DAN PEMBAHASAN**

|  |     |
|--|-----|
| 6.1 Pembahasan Hasil Analisis Gedung STF 1 .....                             | 97  |
| 6.1.1 Kontrol jumlah ragam, gaya geser dasar dan simpangan gedung STF1 ..... | 97  |
| 6.1.2 Hasil analisis nonlinier beban dorong gedung STF1 .....                | 101 |
| 6.2 Pembahasan Hasil Analisis Gedung STF 2 .....                             | 106 |
| 6.2.1 Kontrol jumlah ragam, gaya geser dasar dan simpangan gedung STF2 ..... | 106 |
| 6.2.2 Hasil analisis nonlinier beban dorong gedung STF2 .....                | 110 |
| 6.3 Pembahasan Hasil Analisis Gedung STF 3 .....                             | 115 |
| 6.3.1 Kontrol jumlah ragam, gaya geser dasar dan simpangan gedung STF3 ..... | 115 |
| 6.3.2 Hasil analisis nonlinier beban dorong gedung STF3 .....                | 119 |
| 6.4 Perbandingan Hasil Analisis antar Gedung STF .....                       | 125 |
| 6.4.1 Perbandingan simpangan antar gedung STF .....                          | 125 |
| 6.4.2 Perbandingan analisis nonlinier beban dorong .....                     | 128 |

## **BAB VII KESIMPULAN DAN SARAN**

|                      |     |
|----------------------|-----|
| 7.1 Kesimpulan ..... | 133 |
| 7.2 Saran .....      | 134 |

|                             |            |
|-----------------------------|------------|
| <b>DAFTAR PUSTAKA .....</b> | <b>135</b> |
|-----------------------------|------------|

|                       |            |
|-----------------------|------------|
| <b>LAMPIRAN .....</b> | <b>137</b> |
|-----------------------|------------|

|                               |            |
|-------------------------------|------------|
| <b>BIOGRAFI PENULIS .....</b> | <b>xxi</b> |
|-------------------------------|------------|

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## DAFTAR GAMBAR

|             |   |    |
|-------------|---|----|
| Gambar 2.1  | Sistem <i>Staggered Truss Framing</i> (Chao, 2011).....   | 7  |
| Gambar 2.2  | Pola pergantian <i>truss</i> pada system struktur (Setiyarto, 2007).....  | 8  |
| Gambar 2.3  | Contoh Denah Sistem <i>Staggered Truss Framing</i> (Setiyarto,2007)9  |    |
| Gambar 2.4  | Elemen kolom (Hassler, 1986).....   | 10 |
| Gambar 2.5  | Sistem Lantai dengan Pelat Pracetak Beton Berongga (Wexler dan Lin, 2003) .....   | 12 |
| Gambar 2.6  | Kurva Histeritik Pengujian <i>Staggered Truss Framing</i> Akibat <i>Low Cyclic Loading</i> (Zhou dkk, 2009dalam Tethool, 2013)..... | 14 |
| Gambar 2.7  | Kurva <i>Pushover</i> Pemodelan Struktur 4 Lantai (Kim dan Lee, 2006) .....   | 15 |
| Gambar 2.8  | Kurva <i>Pushover</i> Pemodelan Struktur 10 Lantai(Kim dan Lee, 2006) .....   | 16 |
| Gambar 2.9  | Kurva <i>Pushover</i> Pemodelan Struktur 30 Lantai (Kim dan Lee, 2006) .....  | 16 |
| Gambar 2.10 | Lokasi Terbentuknya Sendi Plastis pada Sistem <i>Staggered Truss Framing</i> gedung 4 lantai (Kim dan Lee, 2006) .....              | 16 |
| Gambar 2.11 | Lokasi Terbentuknya Sendi Plastis pada Sistem <i>Staggered Truss Framing</i> gedung 10 lantai (Kim dan Lee, 2006).....              | 17 |
| Gambar 2.12 | Lokasi Terbentuknya Sendi Plastis pada a. STF1, b. STF2, dan c. STF3 (Tethool, 2013).....   | 18 |
| Gambar 2.13 | Lokasi Terbentuknya Sendi Plastis pada a. STF4 dan b. STF5 (Tethool, 2013).....   | 18 |
| Gambar 2.14 | Konsep <i>Dogbone</i> (Plumier, 1990 dalam Juniazhar, 2012) .....   | 19 |
| Gambar 2.15 | Bentuk-bentuk <i>Reduced Beam Section (RBS)</i> (Plumier, 1990 dalam Juniazhar, 2012) .....   | 20 |
| Gambar 2.16 | Geometri <i>Reduced Beam Section (RBS)</i> bentuk <i>Radius Cut</i> (FEMA 350[1] dalam Juniazhar, 2012) .....                       | 21 |
| Gambar 2.17 | Konsep pengetesan D.T. Pachoumis et al. (2009) .....  | 23 |
| Gambar 2.18 | Hasil penelitian Pachoumis et al. (2009) pada daerah RBS .....  | 23 |

|             |  |    |
|-------------|--|----|
| Gambar 2.19 | Penentuan Titik Kinerja Menurut Metode Spektrum Kapasitas (ATC40,1996) .....             | 26 |
| Gambar 2.20 | Tingkat Kinerja Bangunan (FEMA, 2000 dalam Tethool, 2013) .....                          | 27 |
| Gambar 3.1  | Bagan Alir Pengerjaan Tesis .....  | 30 |
| Gambar 3.2  | $S_s$ , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tersesuaikan (SNI 03-1726-2012) ..... | 31 |
| Gambar 3.3  | $S_1$ , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tersesuaikan (SNI 03-1726-2012) ..... | 32 |
| Gambar 3.4  | Denah Lantai 1.....  | 35 |
| Gambar 3.5  | Denah Lantai 2.....  | 35 |
| Gambar 3.6  | Denah Lantai 3.....  | 36 |
| Gambar 3.7  | Denah Lantai 4 dan seterusnya.....   | 36 |
| Gambar 3.8  | Model Gedung STF 1 .....   | 37 |
| Gambar 3.9  | Denah Kolom Lantai 1 Gedung STF 1 .....  | 37 |
| Gambar 3.10 | Denah Balok dan Kolom Lantai 2 Gedung STF 1.....   | 38 |
| Gambar 3.11 | Denah Balok dan Kolom Lantai 3 Gedung STF 1.....   | 38 |
| Gambar 3.12 | Denah Balok dan Kolom Lantai 4 Gedung STF 1.....   | 38 |
| Gambar 3.13 | Letak RBS yang direncanakan .....  | 39 |
| Gambar 3.14 | Geometri RBS Bentuk <i>Radius Cut</i> .....  | 41 |
| Gambar 3.15 | <i>Define Properties</i> Elemen <i>Vierendeel</i> yang <i>direduced</i> .....            | 41 |
| Gambar 3.16 | Input Beban Kurfatur X dan Y .....   | 42 |
| Gambar 3.17 | Output Extract .....   | 42 |
| Gambar 3.18 | Model Gedung STF 2 .....   | 43 |
| Gambar 3.19 | Model Gedung STF 3 .....   | 44 |
| Gambar 3.20 | Kurva Hubungan Beban dengan Perpindahan.....   | 55 |
| Gambar 4.1  | Model penelitian dan profil momen seismic .....  | 63 |
| Gambar 4.2  | <i>Hinges Properties</i> Elemen <i>Vierendeel</i> (PM3) .....                            | 66 |
| Gambar 4.3  | <i>Hinges Properties</i> Elemen <i>Spandrel Beam</i> (M3).....                           | 67 |
| Gambar 5.1  | Respon Spektrum Desain Kota Yogyakarta sesuai SNI 1726 – 2012 .....                      | 70 |
| Gambar 5.2  | Pemodelan Gedung STF1 .....  | 74 |
| Gambar 5.3  | Distribusi Gaya Lateral Tiap Lantai Gedung STF1 .....                                    | 80 |

|             |  |     |
|-------------|--|-----|
| Gambar 5.4  | Pemodelan Gedung STF2 .....  | 81  |
| Gambar 5.5  | Distribusi Gaya Lateral Tiap Lantai Gedung STF2 .....              | 86  |
| Gambar 5.6  | Pemodelan Gedung STF3 .....  | 87  |
| Gambar 5.7  | Distribusi Gaya Lateral Tiap Lantai Gedung STF3 .....              | 92  |
| Gambar 5.8  | Kriteria Penerimaan untuk Analisis Nonlinier (FEMA, 2000) ....     | 93  |
| Gambar 6.1  | Perbandingan <i>Total Drift</i> Gedung STF1 .....                  | 100 |
| Gambar 6.2  | Perbandingan <i>Inter Story Drift</i> Gedung STF1 .....            | 101 |
| Gambar 6.3  | Kurva Kapasitas Struktur Gedung STF1 Arah B-T .....                | 101 |
| Gambar 6.4  | Kurva Kapasitas Struktur Gedung STF1 Arah U-S .....                | 102 |
| Gambar 6.5  | <i>Performance Point</i> Gedung STF1 Arah B-T .....                | 103 |
| Gambar 6.6  | <i>Performance Point</i> Gedung STF1 Arah U-S .....                | 104 |
| Gambar 6.7  | Mekanisme Keruntuhan Gedung STF2 Arah B-T .....                    | 105 |
| Gambar 6.8  | Mekanisme Keruntuhan Gedung STF2 Arah U-S .....                    | 106 |
| Gambar 6.9  | Perbandingan <i>Total Drift</i> Gedung STF2 .....                  | 109 |
| Gambar 6.10 | Perbandingan <i>Inter Story Drift</i> Gedung STF2 .....            | 110 |
| Gambar 6.11 | Kurva Kapasitas Struktur Gedung STF2 Arah B-T .....                | 110 |
| Gambar 6.12 | Kurva Kapasitas Struktur Gedung STF2 Arah U-S .....                | 111 |
| Gambar 6.13 | <i>Performance Point</i> Gedung STF2 Arah B-T .....                | 112 |
| Gambar 6.14 | <i>Performance Point</i> Gedung STF2 Arah U-S .....                | 113 |
| Gambar 6.15 | Mekanisme Keruntuhan Gedung STF2 Arah B-T .....                    | 114 |
| Gambar 6.16 | Mekanisme Keruntuhan Gedung STF2 Arah U-S .....                    | 115 |
| Gambar 6.17 | Perbandingan <i>Total Drift</i> Gedung STF3 .....                  | 119 |
| Gambar 6.18 | Perbandingan <i>Inter Story Drift</i> Gedung STF3 .....            | 119 |
| Gambar 6.19 | Kurva Kapasitas Struktur Gedung STF3 Arah B-T .....                | 120 |
| Gambar 6.20 | Kurva Kapasitas Struktur Gedung STF3 Arah U-S .....                | 120 |
| Gambar 6.21 | <i>Performance Point</i> Gedung STF3 Arah B-T .....                | 122 |
| Gambar 6.22 | <i>Performance Point</i> Gedung STF3 Arah U-S .....                | 122 |
| Gambar 6.23 | Mekanisme Keruntuhan Gedung STF2 Arah B-T .....                    | 124 |
| Gambar 6.24 | Mekanisme Keruntuhan Gedung STF2 Arah U-S .....                    | 124 |
| Gambar 6.25 | Perbandingan <i>Total Drift</i> untuk Arah B-T dan U-S .....       | 126 |
| Gambar 6.26 | Perbandingan <i>Inter Story Drift</i> untuk Arah B-T dan U-S ..... | 127 |
| Gambar 6.27 | Perbandingan Kurva Kapasitas Struktur untuk Arah B-T .....         | 128 |



|             |  |     |
|-------------|--|-----|
| Gambar 6.28 | Perbandingan Kurva Kapasitas Struktur untuk Arah U-S .....               | 129 |
| Gambar 6.29 | Perbandingan Daktilitas Tiap Model Gedung STF .....                      | 129 |
| Gambar 6.30 | Perbandingan Gaya Dasar dan Perpindahan STF 2 Tanpa dan Dengan RBS ..... | 131 |

## DAFTAR TABEL

|            |  |    |
|------------|--|----|
| Tabel 2.1  | Karakteristik Geometri <i>Reduced Beam Section (RBS)</i> .....   | 21 |
| Tabel 3.1  | Klasifikasi Situs.....   | 32 |
| Tabel 3.2  | Koefisien Situs Fa .....   | 33 |
| Tabel 3.3  | Koefisien Situs Fv .....   | 33 |
| Tabel 3.4  | Konfigurasi Komponen Struktur Model Gedung STF 1 .....   | 39 |
| Tabel 3.5  | Konfigurasi Komponen Struktur Model Gedung STF 2.....  | 43 |
| Tabel 3.6  | Konfigurasi Komponen Struktur Model Gedung STF 3.....  | 45 |
| Tabel 3.7  | Parameter Pemodelan dan Kriteria Penerimaan untuk Analisis Nonlinier pada Komponen Struktur Baja.....            | 56 |
| Tabel 3.8  | Parameter Pemodelan dan Kriteria Penerimaan untuk Analisis Nonlinier pada Komponen Struktur Baja (Lanjutan)..... | 57 |
| Tabel 3.9  | Jadwal Pengerjaan Tesis.....   | 59 |
| Tabel 4.1  | Batasan geometri RBS (FEMA 350 [1] / 351 [12]) .....   | 61 |
| Tabel 5.1  | Perhitungan Berat Lantai 2 untuk Gedung STF1 .....   | 75 |
| Tabel 5.2  | Perhitungan Berat Lantai 3 hingga Lantai 4 untuk Gedung STF1 .....   | 75 |
| Tabel 5.3  | Perhitungan Berat Lantai Atap untuk Gedung STF1 .....  | 76 |
| Tabel 5.4  | Perhitungan Distribusi Gaya Lateral Statik Ekuivalen Gedung STF1 ..  | 79 |
| Tabel 5.5  | Perhitungan Berat Lantai 2 untuk Gedung STF2.....  | 82 |
| Tabel 5.6  | Perhitungan Berat Lantai 3 hingga Lantai 6 untuk Gedung STF2.....  | 82 |
| Tabel 5.7  | Perhitungan Berat Lantai Atap untuk Gedung STF2 .....  | 83 |
| Tabel 5.8  | Perhitungan Distribusi Gaya Lateral Statik Ekuivalen Gedung STF2 ..  | 85 |
| Tabel 5.9  | Perhitungan Berat Lantai 2 untuk Gedung STF3 .....   | 88 |
| Tabel 5.10 | Perhitungan Berat Lantai 3 hingga Lantai 10 untuk Gedung STF3 ....   | 88 |
| Tabel 5.11 | Perhitungan Berat Lantai Atap untuk Gedung STF3 .....  | 89 |
| Tabel 5.12 | Perhitungan Distribusi Gaya Lateral Statik Ekuivalen Gedung STF3 ..  | 91 |
| Tabel 5.13 | Parameter Pemodelan dan Kriteria Penerimaan untuk Analisis Nonlinier pada Komponen Struktur Baja.....            | 94 |
| Tabel 5.14 | Parameter Pemodelan dan Kriteria Penerimaan untuk Analisis Nonlinier pada Komponen Struktur Baja (Lanjutan)..... | 95 |
| Tabel 6.1  | Hasil Analisis Partisipasi Massa Gedung STF1 .....   | 97 |

|            |   |     |
|------------|---|-----|
| Tabel 6.2  | Perhitungan <i>Story Drift</i> berdasarkan Analisis Dinamis Respon Spektrum untuk Gedung STF1 ..... | 99  |
| Tabel 6.3  | Perhitungan <i>Story Drift</i> berdasarkan Analisis Statik Ekuivalen untuk Gedung STF1 .....        | 99  |
| Tabel 6.4  | Perhitungan Daktilitas Struktur Gedung STF1 .....   | 102 |
| Tabel 6.5  | Hasil Analisis Nonlinier Beban Dorong Gedung STF1 Arah B-T ...                                      | 104 |
| Tabel 6.6  | Hasil Analisis Nonlinier Beban Dorong Gedung STF1 Arah U-S ...                                      | 105 |
| Tabel 6.7  | Hasil Analisis Partisipasi Massa Gedung STF2 .....  | 107 |
| Tabel 6.8  | Perhitungan <i>Story Drift</i> berdasarkan Analisis Dinamis Respon Spektrum untuk Gedung STF2 ..... | 108 |
| Tabel 6.9  | Perhitungan <i>Story Drift</i> berdasarkan Analisis Statik Ekuivalen untuk Gedung STF2 .....        | 108 |
| Tabel 6.10 | Perhitungan Daktilitas Struktur Gedung STF2 .....   | 111 |
| Tabel 6.11 | Hasil Analisis Nonlinier Beban Dorong Gedung STF2 Arah B-T ...                                      | 113 |
| Tabel 6.12 | Hasil Analisis Nonlinier Beban Dorong Gedung STF2 Arah U-S ...                                      | 114 |
| Tabel 6.13 | Hasil Analisis Partisipasi Massa Gedung STF3 .....  | 116 |
| Tabel 6.14 | Perhitungan <i>Story Drift</i> berdasarkan Analisis Dinamis Respon Spektrum untuk Gedung STF3 ..... | 117 |
| Tabel 6.15 | Perhitungan <i>Story Drift</i> berdasarkan Analisis Statik Ekuivalen untuk Gedung STF3 .....        | 118 |
| Tabel 6.16 | Perhitungan Daktilitas Struktur Gedung STF3 .....   | 120 |
| Tabel 6.17 | Hasil Analisis Nonlinier Beban Dorong Gedung STF3 Arah B-T ...                                      | 123 |
| Tabel 6.18 | Hasil Analisis Nonlinier Beban Dorong Gedung STF3 Arah U-S ...                                      | 123 |
| Tabel 6.19 | <i>Performance Point</i> Arah B-T .....   | 130 |
| Tabel 6.20 | <i>Performance Point</i> Arah U-S .....   | 130 |
| Tabel 6.21 | Perhitungan Daktilitas Struktur Gedung STF2 Tanpa RBS .....   | 130 |
| Tabel 6.22 | Perhitungan Daktilitas Struktur Gedung STF2 Dengan RBS .....  | 130 |

## DAFTAR LAMPIRAN

|             |   |     |
|-------------|---|-----|
| Lampiran 1  | Gambar Denah Lantai Dasar .....                     | 137 |
| Lampiran 2  | Gambar Denah Lantai 2 .....                         | 138 |
| Lampiran 3  | Gambar Denah Lantai 3 .....                         | 139 |
| Lampiran 4  | Gambar Denah Lantai 4 dan Seterusnya.....           | 140 |
| Lampiran 5  | Gambar Model Gedung STF1 Arah U-S .....             | 141 |
| Lampiran 6  | Gambar Model Gedung STF1 Arah B-T .....             | 142 |
| Lampiran 7  | Gambar Model Gedung STF2 Arah U-S .....             | 143 |
| Lampiran 8  | Gambar Model Gedung STF2 Arah B-T .....             | 144 |
| Lampiran 9  | Gambar Model Gedung STF2 Arah U-S .....             | 145 |
| Lampiran 10 | Gambar Model Gedung STF3 Arah B-T .....             | 146 |
| Lampiran 11 | Gambar Konfigurasi RBS .....                        | 147 |
| Lampiran 12 | Gambar Letak RBS pada <i>Vierendeel Panel</i> ..... | 148 |
| Lampiran 13 | Kontrol Penampang Gedung STF1 .....                 | 149 |
| Lampiran 14 | Kontrol Penampang Gedung STF2 .....                 | 152 |
| Lampiran 15 | Kontrol Penampang Gedung STF3 .....                 | 155 |
| Lampiran 16 | Perencanaan <i>Baseplate</i> .....                  | 159 |
| Lampiran 17 | Data Tanah .....                                    | 165 |

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

# **BAB 1**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Seiring dengan berkembangnya regulasi perekonomian di Indonesia, masyarakat dituntut untuk melakukan mobilisasi pekerjaan yang cukup tinggi. Mobilisasi ini membutuhkan fasilitas pendukung yang cukup memadai. Salah satunya yaitu gedung perkantoran. Yang dewasa ini sangat dibutuhkan di dalam kota-kota besar. Dengan padatnya lokasi perkotaan dengan luas lahan yang terbatas, maka menjadi sebuah kebutuhan untuk melakukan pembangunan gedung secara *vertical* dengan variasi jumlah lantai gedung.

Salah satu resiko dari struktur gedung tinggi adalah harus *resistant* terhadap beban lateral terutama beban gempa. Indonesia sendiri merupakan salah satu Negara yang sangat rawan terjadi gempa bumi di dunia karena Indonesia terletak pada lempeng tektonik terbesar di dunia. Tepatnya pada pertemuan tiga lempeng tektonik, yaitu Lempeng Indo-Australia, Lempeng Eurasia, dan Lempeng Pasifik (Wahyuni dan Tethool, 2014). Sehingga diperlukan desain sistem struktur *high rise building* yang dapat bertahan dan melindungi penghuninya dari risiko bahaya gempa.

Struktur baja merupakan salah satu sistem struktur yang baik pada daerah rawan gempa, karena material baja mempunyai sifat yang unik dibandingkan material struktur yang lainnya, yaitu daktilitas dan kekuatan yang tinggi. Beberapa sistem struktur baja pemikul beban gempa pada gedung bertingkat yang sering digunakan saat ini antara lain: *Moment Resisting Frame* (MRF), *Concentrically Braced Frame* (CBF), *Eccentrically Braced Frame* (EBF). Namun ketiga sistem struktur tersebut memiliki keterbatasan dalam memenuhi kebutuhan bentang / jarak antar kolom yang sangat lebar, khususnya untuk bangunan hunian seperti rumah susun, apartemen atau hotel yang seringkali membutuhkan daerah bebas kolom yang cukup luas. Untuk kebutuhan bentang gedung yang lebar, pada ketiga sistem struktur tersebut memerlukan profil baja yang cukup besar pula. Hal ini tentunya akan meningkatkan berat total struktur yang dapat menambah biaya

konstruksi. Oleh sebab itu, dibutuhkan suatu sistem struktur baja tahan gempa pada gedung bertingkat yang mampu memenuhi kebutuhan atau permintaan akan bentang / jarak kolom yang sangat lebar (Wahyuni dan Tethool, 2014).

Sistem struktur yang telah sering digunakan untuk mengatasi kebutuhan tersebut adalah sistem *Staggered Truss Framing* (STF). Konsep *staggered truss* atau sistem kerangka batang (*truss*) dengan ketinggian *truss* setinggi lantai (*floor-deep trusses*) yang membentang keseluruhan lebar antara dua baris kolom eksterior yang dipasang selang – seling secara *vertical* pada garis kolom menjadikan area tanpa kolom yang besar untuk ruangan (Wexler dan Lin, 2003). Sistem STF telah dikembangkan untuk menjadi sistem yang efisien untuk menahan beban gempa dan angin. Selain itu, sistem STF memiliki perilaku defleksi yang minimum dan kekakuan yang cukup kaku sehinggadapat mengurangi beban gempa yang terjadi dan mengurangi jumlah dan biaya struktur pondasi (Kim dan Lee, 2006). Sistem STF juga telah digunakan pada struktur gedung dengan ketinggian rendah – menengah (Brazil, 2000; Mcknamara, 1999; Pollak, 2004, dalam Kim dan Lee, 2006).

Komponen sistem STF terdiri dari kolom, *truss*, balok, dan pelat. Beban lateral didistribusikan oleh *truss* yang kemudian diteruskan oleh pelat yang berfungsi sebagai diafragma yang menghubungkan bagian bawah *truss* dan bagian atas *truss* pada segmen yang lain. Yang kemudian didistribusikan langsung ke kolom eksterior. Setiap *truss* berfungsi sebagai pengaku struktur pada arah transversal. *Vertical truss* yang terletak pada tengah bentang disebut *vierendeel*. *Vierendeel* berfungsi sebagai koridor untuk jalan penghubung antar segmen ruangan. Dalam struktur gedung, *vierendeel* didesain untuk mengalami deformasi terbesar dan menyerap energi disipasi yang cukup besar (AISC, 2002).

Untuk mengetahui respon struktur setelah terjadi gempa bisa dilakukan beberapa analisis. Evaluasi kinerja struktur dapat dilakukan dengan empat analisis yang berbeda, yaitu secara statis linier, dinamis linier, statis nonlinier dan dinamis nonlinier (ATC-40, 1996). Namun analisis statis dan dinamis linier tidak dapat mengakomodasi perilaku struktur setelah mengalami plastis, Oleh karena itu untuk mengetahui respons struktur setelah mengalami plastis perlu dilakukan analisis nonlinier. Teknik analisis nonlinier berbasis komputer untuk

menganalisa perilaku inelastis struktur dari berbagai macam intensitas gerakan tanah (gempa), sehingga dapat diketahui kinerjanya pada kondisi kritis (Dewobroto, 2005 dalam Wahyuni dan Tethool, 2014).

Berdasarkan hasil analisis nonlinier beban dorong dan riwayat waktu diketahui bahwa *vierendeel panel* dan elemen-elemen struktur disekitarnya, khususnya pada rangka paling bawah, memiliki peranan penting dalam proses plastifikasi dari sistem struktur *staggered truss framing*. Simpangan saat ultimit dengan menggunakan analisis nonlinier riwayat waktu diketahui masih lebih kecil dibandingkan dengan menggunakan analisis nonlinier beban dorong. Hal ini berarti teknik analisis nonlinier beban dorong masih cukup aman digunakan untuk meramalkan perilaku inelastic sistem *staggered truss framing* (Wahyuni dan Tethool, 2014).

Perbandingan antara lebar *vierendeel* panel dan jarak antar komponen *vertical truss* sangatlah penting karena menentukan kekuatan dari *Staggered Truss Framing* itu sendiri. Pada analisis statis nonlinear, perbandingan antara lebar *vierendeel* dan jarak antar komponen *vertical truss* yang besar menunjukkan kondisi gedung masih berada pada tingkat *Life Safety*. Sedangkan jika perbandingan antara lebar *vierendeel* dan jarak antar komponen *vertical truss* yang kecil akan mengakibatkan gedung sudah tidak lagi dalam kondisi *Collapse Prevention* maupun *Collapse* (Wahyuni dan Tethool, 2014).

Dalam tesis ini, dengan perbandingan antara lebar *vierendeel* dan jarak antar komponen *vertical truss* yang besar akan dilakukan pengurangan besar dimensi balok (*reduced beam section*) sehingga diharapkan terjadi sendi plastis pada *vierendeel* sampai kondisi gedung mencapai kondisi *collapse prevention* maupun *collapse* dengan adanya penyerapan energi disipasi lebih besar. Sistem struktur *staggered truss framing* (STF) ini akan diaplikasikan pada gedung dengan variasi jumlah lantai. Evaluasi dilakukan dengan analisis nonlinier beban dorong. Diharapkan sistem ini dapat diaplikasikan di Indonesia untuk pembangunan gedung seperti hotel, apartemen, dan gedung dengan ketinggian yang tinggi (*high rise building*).



## 1.2 Rumusan Masalah

Masalah utama dalam penelitian ini adalah bagaimana pengaruh pengurangan besar dimensi balok (*reduced beam section*) pada elemen horisontal pada *vierendeel* terhadap perilaku inelastik dari sistem struktur *staggered truss framing* ketika diterapkan pada struktur gedung dengan variasi jumlah lantai akibat beban gempa dengan menggunakan analisis statik nonlinier beban dorong. Sedangkan detail permasalahannya adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana pengaruh pengurangan besar dimensi balok (*reduced beam section*) terhadap daktilitas dan *performance point* kinerja struktur gedung STF terutama pada elemen horisontal pada *vierendeel*?
2. Bagaimana perilaku simpangan struktur STF pada struktur gedung dengan variasi jumlah lantai?
3. Bagaimana mekanisme keruntuhan dan evaluasi tingkat kinerja gedung STF setelah mencapai kondisi inelastik?

## 1.3 Tujuan

Tujuan utama yang hendak dicapai dari penelitian ini adalah mengetahui pengaruh pengurangan besar dimensi balok (*reduced beam section*) pada elemen horisontal pada *vierendeel* terhadap perilaku inelastik dari sistem struktur *staggered truss framing* ketika diterapkan pada struktur gedung variasi jumlah lantai akibat beban gempa dengan menggunakan analisis statik nonlinier beban dorong. Sedangkan tujuan lainnya diuraikan sebagai berikut:

1. Mengetahui pengaruh pengurangan besar dimensi balok (*reduced beam section*) terhadap daktilitas dan *performance point* kinerja struktur gedung STF terutama pada elemen *vierendeel*.
2. Mengetahui perilaku simpangan struktur STF pada struktur gedung dengan variasi jumlah lantai.
3. Mengetahui mekanisme keruntuhan dan evaluasi tingkat kinerja gedung STF setelah mencapai kondisi inelastik.

#### **1.4 Batasan Masalah**

Agar penelitian ini lebih terarah dan dapat terselesaikan sesuai dengan waktu yang direncanakan, maka permasalahan dalam penelitian ini perlu dibatasi sebagai berikut:

1. Klasifikasi variasi jumlah lantai mengikuti Peraturan Pemerintah Tahun 2005.
2. Respon beban gempa menggunakan peraturan SNI 1726-2012.
3. Analisa linier dan non linier menggunakan program bantu SAP2000.
4. Tidak merencanakan struktur sekunder seperti tanggadan lift.
5. Perencanaan tidak meliputi instalasi mekanikal, elektrikal, dan saluran air.
6. Tidak melakukan perhitungan sambungan, pondasi serta pendetailan.
7. Tidak memperhitungkan beban angin.
8. Pelat lantai tidak komposit hanya dianggap sebagai beban.
9. Tidak membahas metode pelaksanaan di lapangan.
10. Tidak membahas dan menyertakan analisa biaya, arsitektural, dan manajemen konstruksi.

#### **1.5 Manfaat**

Manfaat yang diharapkan dari penelitian ini yaitu dapat diberikan suatu alternatif sistem struktur untuk hunian bertingkat cepat bangun, murah dan yang terpenting ialah tahan gempa, sehingga dapat diaplikasikan di Indonesia hingga wilayah gempa tinggi.

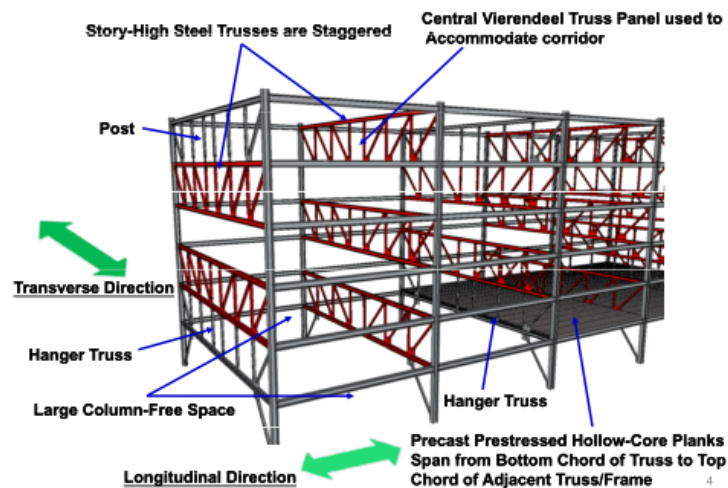
*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## BAB 2

### TINJAUAN PUSTAKA

#### 2.1 Sistem *Staggered Truss Framing*

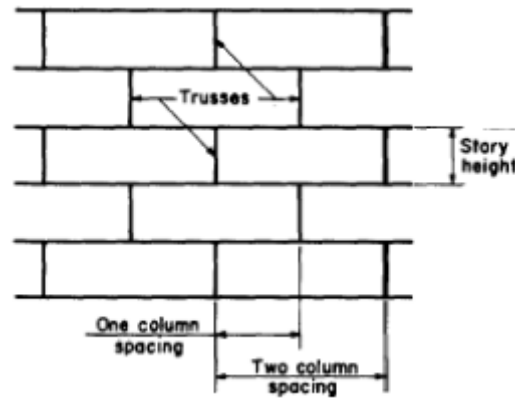
Sistem *staggered truss framing* atau kerangka batang tersusun bergantian awalnya dikembangkan oleh Departemen Arsitek dan Sipil dari Massachusetts Institute of Technology (MIT) (Chao, 2011). Sistem *staggered truss framing* terdiri atas rangkaian rangka batang tersusun (*truss*), dengan ketinggian truss setinggi tingkat yang membentang keseluruhan lebar antara dua baris kolom eksterior dan diatur dalam pola bergantian (*staggered*) pada garis kolom yang berdekatan (Setiyarto, 2007). Untuk lebih jelasnya mengenai sistem struktur ini dapat dilihat pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1 Sistem *Staggered Truss Framing* (Chao, 2011)

Sistem *staggered truss framing* dikenal sangat efektif digunakan untuk bangunan dengan ketinggian menengah seperti apartemen, hotel, motel, dormitory, rumah sakit, dan bangunan lainnya dengan ketinggian yang lebih rendah (AISC, 2002). Pemasangan rangkanya yang dipasang selang – seling secara vertikal pada garis kolom menjadikan area tanpa kolom yang besar untuk ruangan seperti terlihat pada Gambar 2.2 (Wexler dan Lin, 2003). Sistem ini merupakan satu-satunya sistem yang dapat digunakan dengan menggunakan jarak

antar kolom bisa mencapai 60 – 70 kaki. Selain itu, sistem ini sangat ekonomis, mudah untuk difabrikasi, dan juga lebih murah daripada sistem lain (AISC, 2002).



Gambar 2.2 Pola pergantian *truss* pada system struktur (Setiyarto, 2007)

Sistem *staggered truss framing* sangat efisien untuk menahan gaya lateral akibat angin dan gempa. Kekakuan sistem dapat menyediakan *drift story control* yang diinginkan. Selain itu, sistem ini menunjukkan kapasitas penyerapan energi dan kapasitas daktilitas yang cukup besar untuk beban gempa tinggi (AISC, 2002).

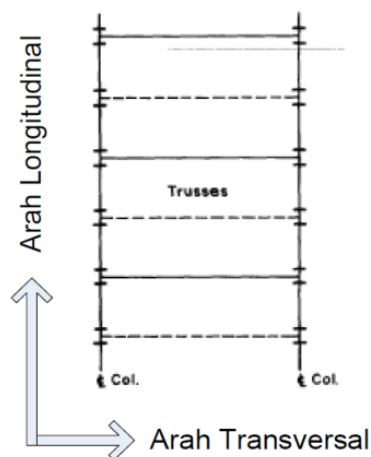
Sistem *staggered truss framing* merupakan sistem tercepat dalam pelaksanaannya. Pemasangan struktur pada lapangan tidak dipengaruhi oleh keadaan cuaca yang buruk sekalipun. Karena Sistem *staggered truss framing* didesain dengan menggunakan struktur baja dan lantai beton pracetak maka pemasangan dan mutu lantai menjadi cepat dan seragam, sehingga secara ekonomis dapat tercapai. Sistem lantai yang umumnya digunakan yaitu *precast concrete hollow-core plank*. Pemasangan rangka termasuk *spandrel beams* dan lantai *precast* rata-rata memerlukan waktu 5 hari tiap lantai. Begitu 2 lantai pertama telah dikerjakan, pengerjaan instalasi jendela dan lain-lainnya bisa dimulai seiring dengan pengerjaan lantai-lantai berikutnya. Tidak ada waktu yang hilang seperti kondisi penundaan pekerjaan karena syarat-syarat pengerjaan tertentu seperti cuaca yang buruk semisal hujan (AISC, 2002).

Dengan berkurangnya gaya vertikal maupun lateral yang diterima oleh kolom yang telah didistribusikan ke *Truss* mengakibatkan pekerjaan pondasi

berkurang. Karena tidak dibutuhkan jumlah struktur pondasi yang signifikan. Selain itu pelat *precast* lebih ringan daripada pelat konvensional mengakibatkan struktur lebih ringan, pekerjaan beton berkurang, dan mengurangi waktu konstruksi (AISC, 2002).

Konsep dasar sistem *staggered truss framing* yaitu perilaku keseluruhan kerangka (*frame*) sebagai balok kantilever ketika sistem diberi beban lateral (Scalzi, 1971 dalam Setiyarto, 2007). Dalam konteks ini, seluruh kolom yang terletak pada sisi eksterior dari gedung berfungsi sebagai sayap balok, sementara *truss* yang membentang dalam arah transversal pada keseluruhan lebar diantara kolom berfungsi sebagai badan dari balok kantilever (Setiyarto, 2007).

Aksi kantilever dari sistem *truss* adalah dua bidang (*double-planar*) yang menyebabkan beban-beban lateral dapat mengurangi momen lentur yang terjadi pada kolom. Orientasi badan kolom adalah tegak lurus dengan *truss*, sehingga tekuk lokal karena hubungan dengan ujung tepi *truss* dapat diabaikan. Diperhatikan pula, orientasi sumbu kuat dari penampang melintang kolom juga harus tersedia untuk sistem kerangka portal dalam arah longitudinal gedung (Setiyarto, 2007). Gambar 2.3 menunjukkan contoh denah gedung dengan sistem *staggered truss framing*, dimana terlihat bahwa kolom gedung hanya terdapat pada bagian eksterior.

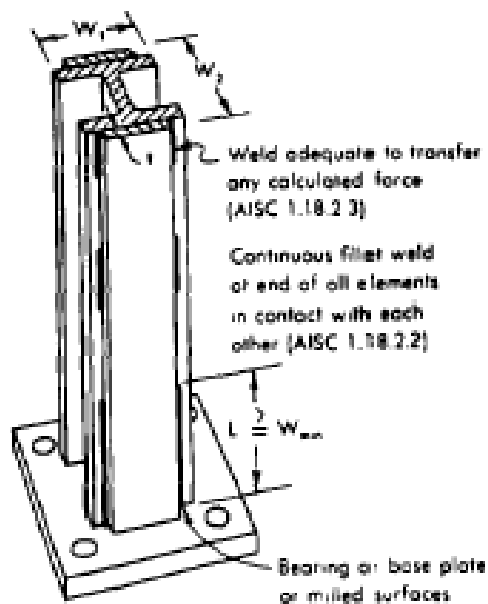


Gambar 2.3 Contoh Denah Sistem *Staggered Truss Framing* (Setiyarto, 2007)

## 2.2 Komponen – komponen dari Sistem *Staggered Truss Framing*

### 2.2.1 Kolom

Kolom pada sistem *staggered truss framing* berfungsi sebagai pemikul beban gravitasi dan beban lateral baik pada arah transversal maupun arah longitudinal dari gedung. Beban gravitasi didistribusikan ke kolom dengan cara umum yang dilakukan yaitu berdasarkan perbandingan luas lantai yang menerima sejumlah beban reduksi sesuai dengan peraturan yang ada. Beban gravitasi dipertimbangkan sebagai gaya aksial langsung yang bekerja pada kolom, akibat hubungan truss pada badan kolom (Setiyarto, 2007).



Gambar 2.4 Elemen kolom (Hassler, 1986)

Menurut Segui (2003) dalam Setiyarto (2007), cara pemilihan penampang kolom untuk sistem *staggered truss framing* adalah sama dengan desain kolom pada sistem struktur lainnya, yaitu berdasarkan pertimbangan beban aksial dan perilaku momen dalam arah longitudinal maupun arah transversal dari gedung. Kolom tengah akan menerima 90% beban aksial dan momen dari hubungan tepi atas *truss*. Selanjutnya untuk desain, diasumsikan semua beban kolom bekerja pada hubungan tepi atas *truss* ke kolom.

### 2.2.2 Truss

Persyaratan umum untuk rangka batang yang tersusun setinggi tingkat pada sistem *staggered truss framing* adalah membentang dalam arah transversal dari dimensi gedung, menopang beban gravitasi secara langsung dan menyediakan ketahanan yang cukup untuk beban lateral (Scalzi, 1986 dalam Setiyarto, 2007). *Truss* juga harus menyediakan suatu bukaan ditengah bentang (*vierendeel panel*) yang berfungsi sebagai koridor dengan perbandingan lebar dan ketinggian yang cukup. Sayap profil yang digunakan untuk bagian tepi atas dan tepi bawah atau *chord* dari rangka harus disesuaikan lebarnya agar mampu menyediakan dudukan untuk sistem lantai dan dinding. Selain itu agar ekonomis untuk produksi massal, rangka seluruh gedung sebaiknya identik dalam bentuk dan jenis elemen, serta desain yang berselang – seling harus dapat mengakomodasikan perbedaan yang sedikit dalam dimensi elemen (Setiyarto, 2007).

Desain dan pabrikan yang ekonomis tentang diagonal *truss* ditunjukkan oleh *Pratt truss* (Kowalczyk et al, 1994 dalam Setiyarto, 2007) yang diagonal-diagonalnya mengabaikan adanya koridor / jalan lurus. Saat ini *Pratt truss* dipandang sebagai jenis diagonal *truss* yang paling efisien digunakan dalam *Staggered truss system* jika dipadukan dengan *Vierendeel truss* (Setiyarto, 2007).

Berbagai macam tipe bracing yang biasanya dipakai dalam pembangunan gedung ada 4 tipe, yaitu *single diagonal bracing*, *X-bracing*, *Inverted V-Bracing* dan *V-Bracing* (Prahasto, 2012).

### 2.2.3 Spandrel Beam

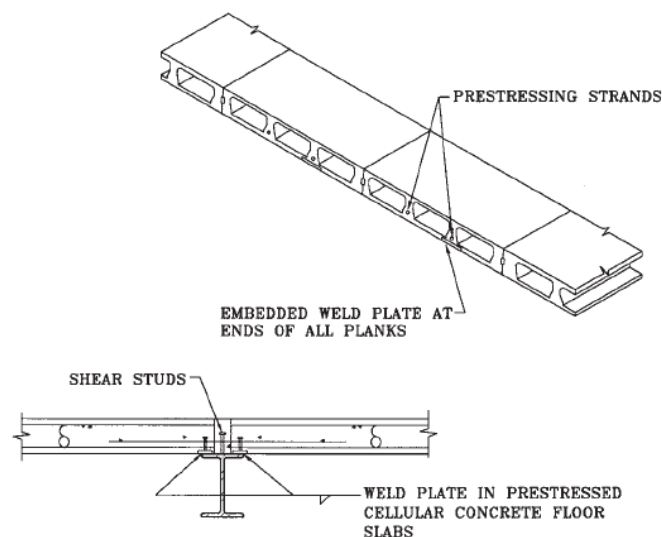
Pemilihan jenis *spandrel beam* diawali dari sisi arsitektural dengan mempertimbangkan juga kekuatan struktural. *Spandrel beam* merupakan bagian yang tak terpisahkan dari sistem lantai untuk membentuk diafragma. Hubungan antara pelat lantai dan *spandrel beam* harus monolit sehingga akan meningkatkan kekakuan lateral dari sistem lantai dan mengurangi tegangan pada daerah yang dianggap memiliki beban yang relatif besar. *Spandrel beam* juga merupakan bagian dari sistem pemikul momen dalam arah longitudinal gedung, yang desainnya berdasarkan beban lateral yang paling menentukan pada dua arah gedung (Setiyarto, 2007).



#### 2.2.4 Pelat Lantai

Sistem lantai pada sistem *staggered truss framing* adalah pelat pracetak prategang (*precast prestressed*) atau pelat pracetak beton berongga (*hollow-core precast concrete planks*) satu arah dengan penambahan *topping* yang dicetak dan dicor di tempat (*cast-in-place concrete topping*) (Setiyarto, 2007). Namun dapat juga digunakan pelat beton yang ditopang *deck* baja (Wexler dan Lin, 2003). Pelat lantai membentang dari tepi atas salah satu *truss* ke tepi bawah *truss* lain yang bersebelahan. Pelat lantai harus berfungsi sebagai diafragma geser yang menahan gaya lateral, sehingga sistem sambungan antara pelat harus bersifat *rigid* dan mampu menyalurkan gaya geser yang timbul. Gambar 2.4 menunjukkan pelat lantai yang digunakan untuk *staggered truss framing* berupa pelat pracetak prategang (*precast prestressed*) atau pelat pracetak beton berongga (*hollow-core precast concrete planks*) satu arah dengan penambahan *topping* yang dicor ditempat (Setiyarto, 2007).

Pelat disambungkan dengan tepi bawah truss dengan pelat yang dilas pada *spandrel beam* untuk menjaga stabilitas pada saat ereksi. Kemudian *stud connector* dilas pada tepi bawah *truss*, tulangan diletakkan pada joints kemudian *digrouting* (AISC, 2002). Seperti terlihat pada Gambar 2.5 di bawah.



Gambar 2.5 Sistem Lantai dengan Pelat Pracetak Beton Berongga  
(Wexler dan Lin, 2003)

Beban gravitasi dari sistem lantai dimodelkan sebagai beban terpusat pada joint panel dari tepi atas dan bawah truss. Ukuran elemen ditentukan berdasarkan asumsi hubungan pin rangka batang sederhana (*pin-connected trusses simply*) yang didukung pada kedua ujung dan penyesuaian adanya tekuk lokal (Prahasto, 2012).

### 2.3 Perilaku Inelastik Akibat Beban Gempa

Energi gempa yang mengenai suatu sistem struktur akan didisipasi hingga struktur tersebut berperilaku inelastik. Menurut Chopra (2005) dalam Tethool (2013) persamaan gerak sistem inelastik dalam bentuk energi merupakan keseimbangan energi kinetik, energi peredaman viskos, energi statik (jumlah energi regangan atau *strain energy* ditambah energi leleh) dan energi input, dirumuskan sebagai berikut:

$$\int_0^t m \ddot{u}(t) \dot{u} dt + \int_0^t c \dot{u}^2(t) dt + \int_0^t f_s(u, \dot{u}) \dot{u} dt = - \int_0^t m \ddot{u}_g(t) \dot{u} dt \quad (2.1)$$

Ruas kanan dari persamaan (2.1) adalah total energi gempa yang mengenai struktur:

$$E_I(t) = - \int_0^t m \ddot{u}_g(t) \dot{u} dt \quad (2.2)$$

Suku pertama dari ruas kiri persamaan (2.1) adalah energi kinetik dari massa bangunan yang bergerak relatif terhadap tanah:

$$E_k(t) = \int_0^t m \dot{u}^2(t) dt = \int_0^t m \dot{u}^2(t) du = \frac{m \dot{u}^2}{2} \quad (2.3)$$

Suku kedua dari ruas kiri persamaan (2.1) adalah total energi yang dipancarkan oleh peredaman viskos:

$$E_D(t) = \int_0^t f_D(t) \dot{u} dt = \int_0^t c \dot{u}^2(t) dt \quad (2.4)$$

Sedangkan suku ketiga dari ruas kiri persamaan (2.1) adalah jumlah energi regangan atau *strain energy* ditambah energi leleh:

$$E_s(t) + E_y(t) = \int_0^t f_s(u, \dot{u}) \dot{u} dt \quad (2.5)$$

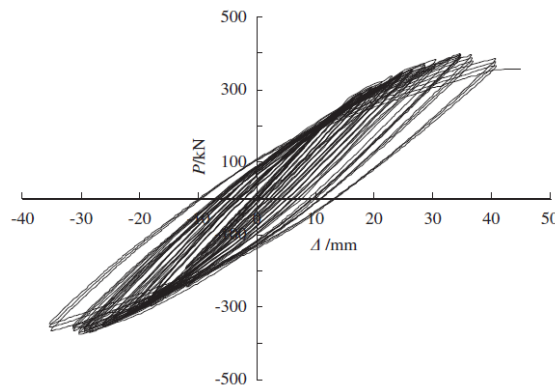
Energi yang didisipasi oleh leleh (*yielding*):

$$E_y(t) = \int_0^t f_s(u, \dot{u}) \dot{u} dt - E_s(t) \quad (2.6)$$

Sehingga keseimbangan energi pada sistem struktur pada saat kondisi inelastik ditulis juga dalam bentuk notasi lain,

$$E_k(t) + E_D(t) + E_s(t) + E_Y(t) = E_I(t) \quad (2.7)$$

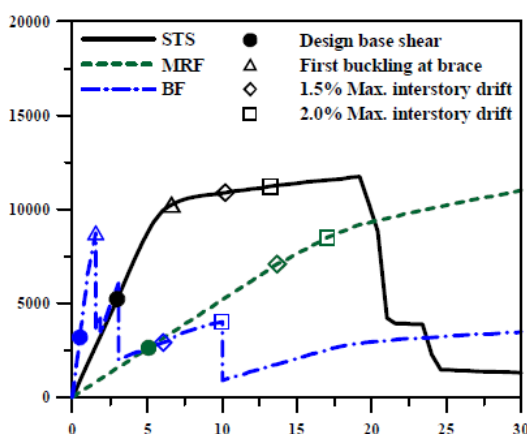
Telah dilakukan eksperimen sebelumnya terkait perilaku inelastik sistem *staggered truss framing* akibat beban gempa. Berdasarkan kurva histeritik yang dihasilkan dari pengujian yang dilakukan oleh Zhou, dkk (2009) pada Gambar 2.7 dapat diamati bahwa *hysteretic loops* relatif gemuk setelah benda uji mengalami pelelehan. Hal ini menggambarkan bahwa struktur memiliki kemampuan disipasi energi yang baik. Namun pengujian ini masih terbatas pada *low cyclic loading*.



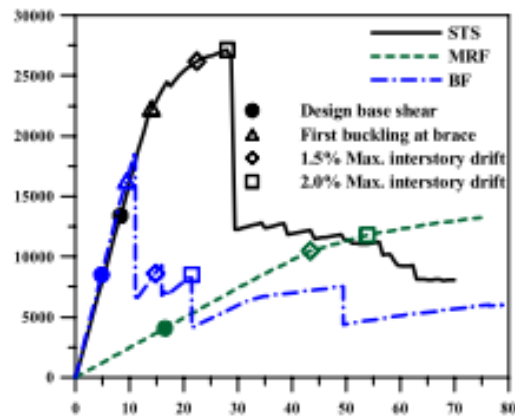
Gambar 2.6 Kurva Histeritik Pengujian *Staggered Truss Framing* Akibat *Low Cyclic Loading* (Zhou dkk, 2009 dalam Tethool, 2013)

Selain itu oleh Kim dan Lee (2006) dilakukan penelitian mengenai perilaku seismik dengan membandingkan antara sistem *staggered truss framing*, rangka pemikul momen dan rangka berpengaku untuk gedung berlantai 4, 10, dan 30. Untuk gedung berlantai 4 seperti terlihat pada Gambar 2.7 dapat dilihat bahwa kekuatan dari sistem *staggered truss framing* menurun secara drastis sesaat

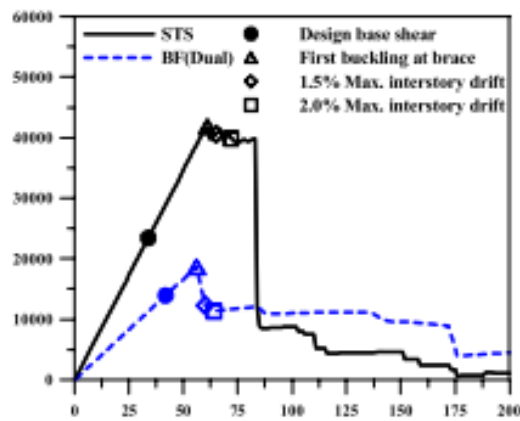
setelah mengalami sendi plastis pada pengakunya, meskipun menunjukkan daktilitas yang cukup baik. Sementara untuk sistem rangka pemikul momen memiliki kekakuan dan kekuatan yang paling kecil, tetapi memiliki daktilitas yang paling baik. Pada gedung berlantai 10 seperti pada Gambar 2.8 menunjukkan Perilaku sistem struktur yang hampir sama dengan gedung 4 lantai. Sementara itu untuk gedung berlantai 30 seperti pada Gambar 2.9 menunjukkan bahwa sistem rangka berpengaku memiliki kekuatan yang lebih rendah dibandingkan dengan sistem *staggered truss framing*, meskipun sistem *staggered truss framing* memiliki daktilitas yang lebih kecil. Selain itu, untuk gedung berlantai 4 seperti pada Gambar 2.10 terlihat bahwa dari hasil *pushover analysis* yang dilakukan untuk sistem *staggered truss framing* ini akan terbentuk sendi plastis sekitar *vierendeel panel* sebelum struktur mengalami keruntuhan. Sementara itu untuk gedung berlantai 10 seperti pada Gambar 2.12 menunjukkan perilaku sendi plastis yang hampir sama dengan gedung berlantai 4, hanya saja terjadi pendistribusian lokasi sendi plastis pada *vierendeel* lantai-lantai di atas, walaupun keruntuhan tetapterjadi pada lantai kedua. Hal tersebut menunjukkan bahwa *vierendeel panel* memiliki peranan penting pada sistem *staggered truss framing* ketika mengalami kondisi pasca leleh atau inelastik.



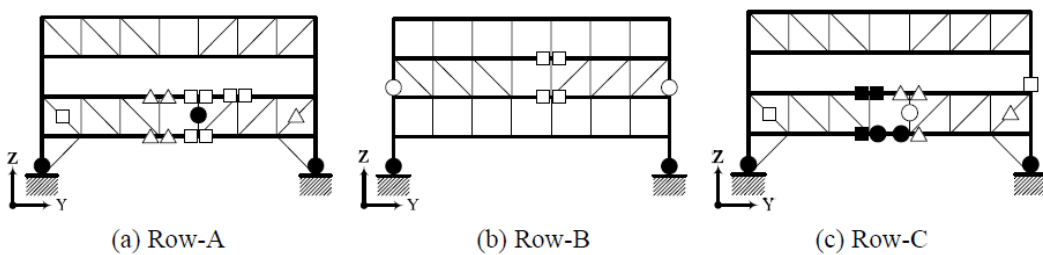
Gambar 2.7 Kurva *Pushover* Pemodelan Struktur 4 Lantai (Kim dan Lee, 2006)



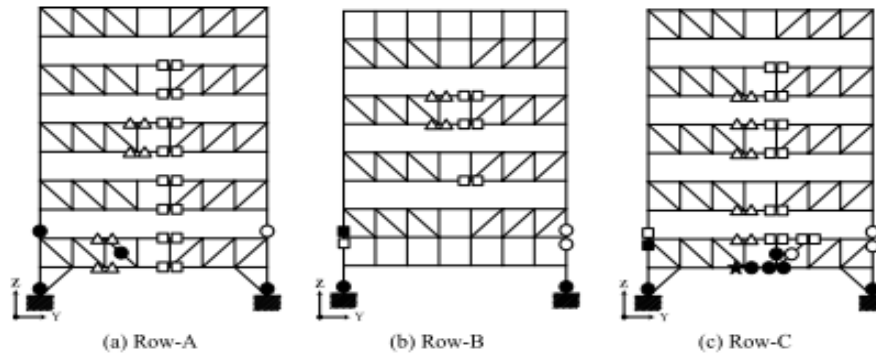
Gambar 2.8 Kurva *Pushover* Pemodelan Struktur 10 Lantai (Kim dan Lee, 2006)



Gambar 2.9 Kurva *Pushover* Pemodelan Struktur 30 Lantai (Kim dan Lee, 2006)



Gambar 2.10 Lokasi Terbentuknya Sendi Plastis pada Sistem *Staggered Truss Framing* gedung 4 lantai (Kim dan Lee, 2006)

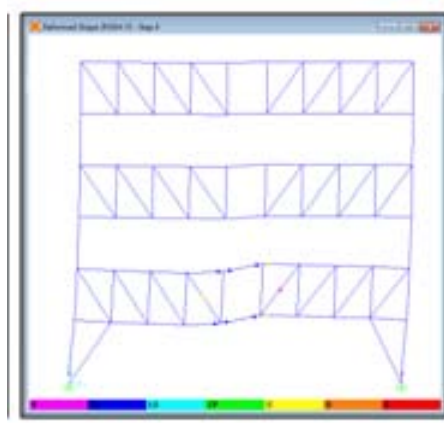


Gambar 2.11 Lokasi Terbentuknya Sendi Plastis pada Sistem *Staggered Truss Framing* gedung 10 lantai (Kim dan Lee, 2006)

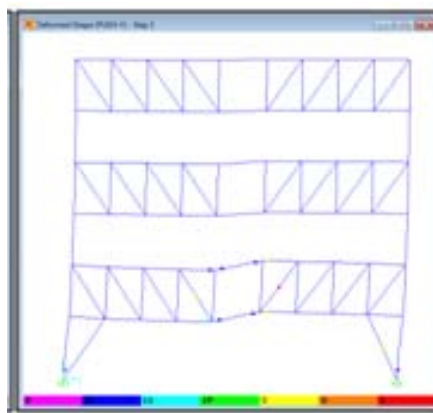
Selain itu, Tethool (2013) melakukan prebandingan perilaku seismik gedung 6 lantai antara sistem *staggered truss framing* dan sistem rangka pemikul momen dengan variasi perbandingan lebar *vierendeel* dengan jarak antar *vertical truss* dengan analisa *pushover* dan *time history*. Pada Gambar 2.12 dan Gambar 2.13 menunjukkan bahwa setelah analisa *pushover* terjadi sendi plastis pada elemen *vierendeel panel* kemudian diikuti pelelehan pada elemen *truss chord* serta *diagonal chord* yang berada disekitar *vierendeel panel* tersebut. Selain itu, Berdasarkan hasil evaluasi kinerja juga diketahui bahwa model STF1, STF2 dan STF3 (rasio 0.842, 1.081 dan 1.333) memberikan tingkat kinerja yang kurang baik diterapkan karena pada kondisi kritisnya telah berada pada tingkat *Collapse Prevention* maupun *Collapse*. Sementara pada model STF4 dan STF5 (rasio 1.6 dan 1.882) telah menunjukan kinerja seperti yang diharapkan karena pada kondisi kritis gedung masih berada pada tingka *Life Safety*. Dari hasil analisis nonlinier riwayat waktu menggunakan beban gempa Elcentro, Denpasar dan Kern County diketahui bahwa nilai peralihan dari tiap-tiap lantai dan drift maksimum dari gedung STF masih lebih kecil dari pada menggunakan analisis nonlinier statik beban dorong. Dengan demikian maka analisis nonlinier statik beban dorong cukup konservatif bila digunakan dalam perencanaan, khususnya dalam mengevaluasi struktur gedung *staggered truss framing*.



a.

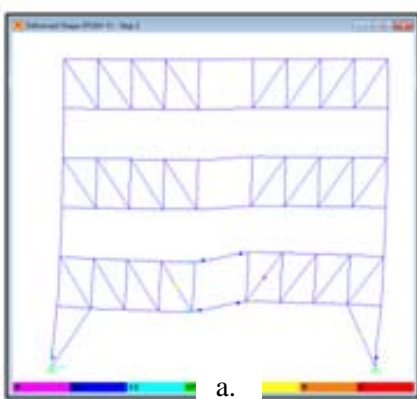


b.

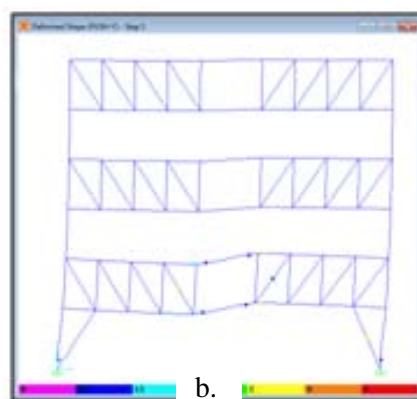


c.

Gambar 2.12 Lokasi Terbentuknya Sendi Plastis pada a. STF1, b. STF2, dan c. STF3 (Thetool, 2013)



a.



b.

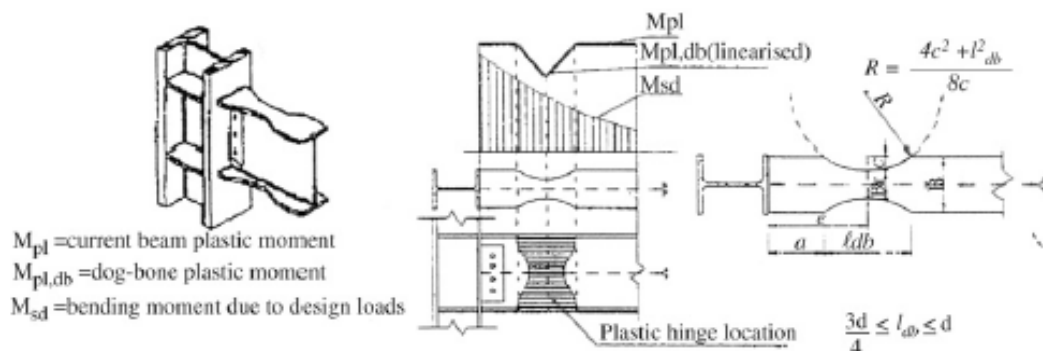
Gambar 2.13 Lokasi Terbentuknya Sendi Plastis pada a. STF4 dan b. STF5 (Tethool, 2013)

## 2.4 Reduced Beam Section (RBS)

*Reduced beam section* (RBS) merupakan modifikasi pada balok dengan mengurangi luasan bagian profil baja sejarak tertentu dari koneksi balok kolom. Penggunaan RBS ini bertujuan untuk menggeser daerah sendi lastis sehingga terjadi pada profil balok yang dikurangi luasannya (FEMA 350, 2000). Selain itu, pengurangan luasan tersebut juga bertujuan membatasi momen serta sekaligus mengontrol terjadinya deformasi inelastis pada muka kolom (AISC 358-05, 2005). Dari hasil beberapa penelitian dan percobaan, sambungan balok-kolom dengan menggunakan RBS menunjukkan hasil yang memuaskan pada tingkat daktilitas dan hal itu dapat diterima oleh beberapa kalangan dalam waktu yang relatif singkat (Chen 1996; Plumier 1997; Zekioglu et al. 1997; Engelhardt et al. 1998 dalam Juniazhar, 2012).

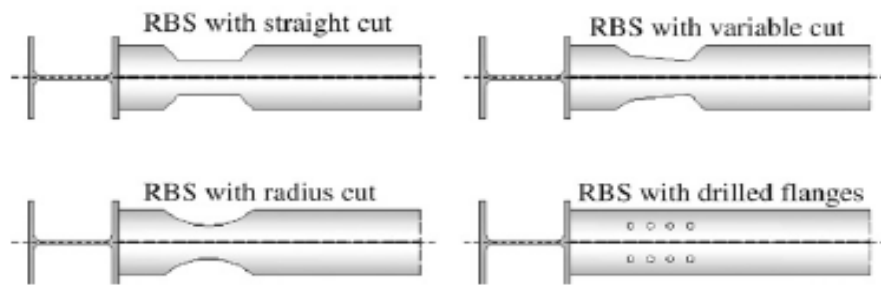
Konsep dasar RBS adalah mereduksi bagian dari balok baja di dekat sambungan balok-kolom yang dimaksudkan untuk menimbulkan sendi plastis di daerah RBS. konsep ini disebut dengan konsep *dogbone* yang pertama kali dikembangkan oleh Plumier, 1990 (Juniazhar, 2012). Konsep *dogbone* bisa dilihat pada Gambar 2.14. RBS sendiri terdiri dari 4 macam bentuk sebagai berikut dan seperti pada Gambar 2.15:

- RBS with straight cut*
- RBS with variable (tapered) cut*
- RBS with radius cut*
- RBS with drilled flanges*



Gambar 2.14 Konsep *Dogbone* (Plumier, 1990 dalam Juniazhar, 2012)





Gambar 2.15 Bentuk-bentuk *Reduced Beam Section (RBS)* (Plumier, 1990 dalam Juniazhar, 2012)

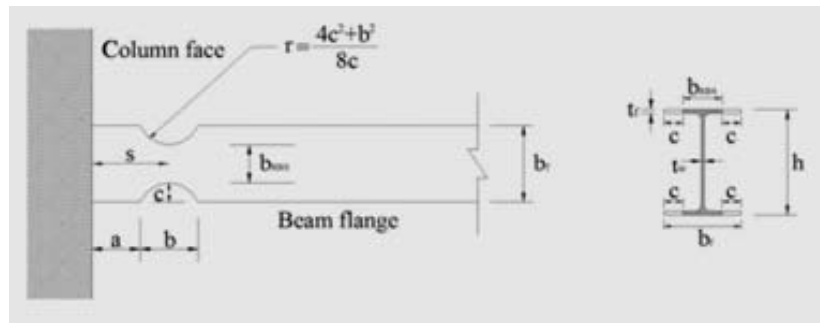
Penelitian lebih lanjut pada *reduced beam section* semakin banyak semenjak kejadian gempa Northridge dan Kobe. Penelitian juga telah menunjukkan keunggulan dari *reduced beam section* jenis *radius cut*, karena dengan pemotongan bersudut, retak akan cenderung berkembang ketika balok dikenakan kekuatan yang besar dan memiliki kapasitas rotasi yang paling besar dibanding pemotongan secara lurus (*straight cut*) (Engelhardt, 1995 dalam Juniazhar, 2012). Hal ini jelas terlihat bahwa adanya RBS akan mempengaruhi *respons structural* (tegangan dan perpindahan) dari struktur rangka dengan RBS, dan ini harus diperhitungkan dalam proses desain. Dalam praktek yang ada, RBS dapat meningkatkan elastis drift sebesar 9% dengan pengurangan lebar sayap sebesar 50%, dengan interpolasi linier untuk nilai yang lebih rendah pada pengurangan lebar sayap (FEMA 350, 2011 dalam Juniazhar, 2012).

Penentuan dimensi *radius cut reduced beam section* dapat dilihat pada Tabel 2.1 dan Gambar 2.16 yang menunjukkan karakteristik dan geometri dari *reduced beam section* bentuk *radius cut* menurut FEMA 350 [1] / 351 [12] dan EC8. Part 3 [13] (Juniazhar, 2012).

Tabel 2.1 Karakteristik Geometri *Reduced Beam Section (RBS)*

| FEMA 350 [1] / 351 [12] | EC 8. Part 3 [13]       |
|-------------------------|-------------------------|
| $a = 0.50 - 0.75 b_f$   | $a = 0.60 b_f$          |
| $b = 0.65 - 0.85 d_b$   | $b = 0.75 d_b$          |
| $c \leq 0.25 b_f$       | $g \leq 0.25 b_f$       |
| $s = a + b/2$           | $s = a + b/2$           |
| $r = (4c^2 + b^2) / 8c$ | $r = (4g^2 + b^2) / 8g$ |

Sumber: FEMA 350 [1] dalam Juniazhar, 2012



Gambar 2.16 Geometri *Reduced Beam Section (RBS)* bentuk *Radius Cut* (FEMA 350 [1] dalam Juniazhar, 2012)

Dalam penggunaan RBS, ada beberapa batasan untuk mendapatkan sendi plastis yang harus diterapkan berdasarkan penelitian yang telah berhasil dilakukan oleh SAC, AISC, dan FEMA, yaitu (Juniazhar, 2012):

- Rasio  $L/d$  harus lebih besar 5
- Pengurangan sayap tidak lebih dari 50%
- Hanya berlaku untuk profil WF atau H
- Jarak dari muka kolom ke area balok yang direduksi pada kedua sisi balok harus sama atau simetris
- Penambahan batasan mengenai RBS diberikan di FEMA 350 – 353 (2000, a, b, c, d)

Sedangkan kapasitas balok RBS dapat dihitung sebagai berikut :

$$Z_{RBS} = 2 \left( t_w \cdot \left( \frac{1}{2} h - t_f \right)^2 \cdot \frac{1}{2} + t_f \cdot b_f \cdot \left( \frac{1}{2} h - \frac{1}{2} t_f \right) \right) \quad (2.8)$$

$$M_p^{act} = 1.1 \cdot R_y \cdot f_y \cdot Z_{RBS} \quad (2.9)$$

$$V_{pd} = \frac{M_p^{act}}{L/2} \quad (2.10)$$

$$M_f = V_{pd} \cdot (L_b/2) \quad (2.11)$$

Keterangan :

$Z_{RBS}$  = Plastic modulus section pada daerah RBS

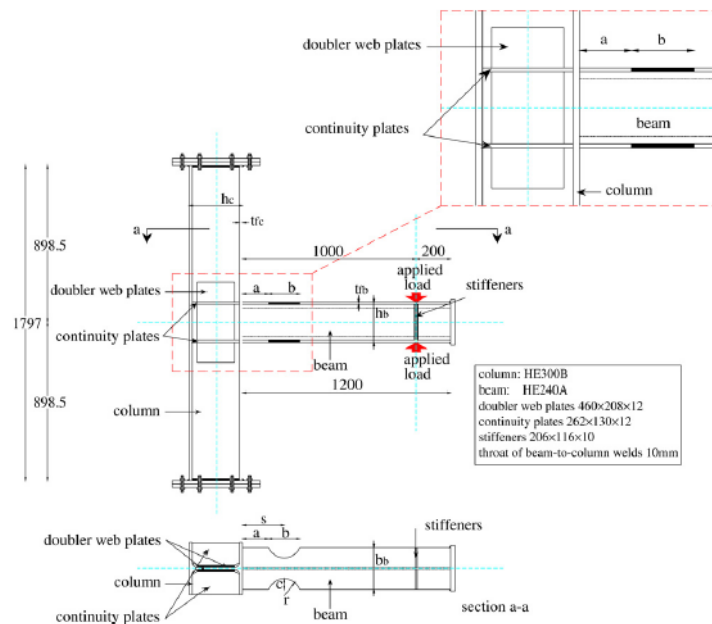
$M_p^{act}$  = Kapasitas momen pada daerah RBS

$V_{pd}$  = Gaya vertical pada titik

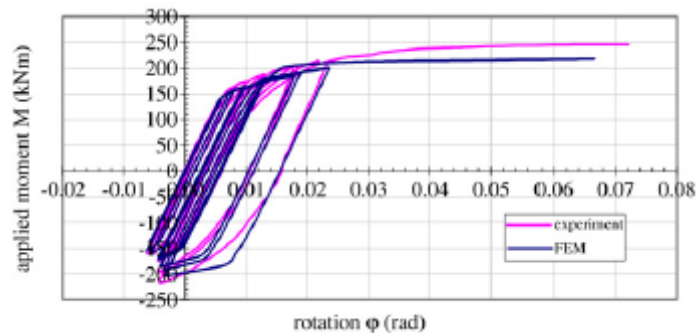
$M_f$  = Momen pada muka kolom

Hasan (2009) membandingkan perilaku inelastik struktur RBS dan struktur konvensional yaitu profil baja *Wide Flange* (WF) dengan analisa beban dorong diketahui bahwa daktilitas yang terjadi pada struktur WF masih bisa dikatakan lebih detail bila dibandingkan dengan struktur RBS karena memiliki nilai daktilitas yang lebih besar. Maksud lebih daktil di sini adalah bahwa struktur tersebut lebih lentur atau mempunyai kemampuan berdeformasi yang baik melalui deformasi plastik dengan tanpa menjadikan struktur tersebut patah. Dari analisa beban dorong didapatkan bahwa struktur WF memiliki daktilitas global lebih besar dibanding struktur RBS. Hal ini disebabkan struktur RBS lebih cepat leleh karena mengalami perlemahan pada baloknya. *Drift ratio, lateral displacement* dan simpangan atap struktur RBS menunjukkan nilai yang lebih kecil. Selain itu juga pondasi yang dibutuhkan menjadi lebih hemat karena dimensi kolom lebih kecil akibat gaya geser dasar pada struktur RBS lebih kecil.

D. T. Pachoumis et. al. (2009) melakukan studi dengan menguji profil Eropa dengan penampang RBS bentuk *radius cut* dengan jenis sambungan menggunakan sambungan las penuh dan tambahan plat menerus dan plat tambahan di badan kolom, kemudian membebaninya secara *cyclic* dengan beban mengikuti pembebanan oleh AISC *Seismic Provisions* (AISC 2002), dimana beban tersebut sama dengan penelitian yang dilakukan oleh SAC tahun 1997. Konsep pengetesan dapat dilihat pada Gambar 2.17 dan permodelannya dalam ABAQUS dapat dilihat pada Gambar 2.18. Dalam penelitian tersebut diketahui bahwa performa sambungan sangat bagus ketika sendi plastis terbentuk di daerah RBS. Tidak ada kerusakan las ditemui, dan benda uji melebihi batas 0,03 rad rotasi plastis tanpa patah, sehingga desain dapat diterima.



Gambar 2.17 Konsep pengetesan D.T. Pachoumis et al. (2009)



Gambar 2.18 Hasil penelitian Pachoumis et al. (2009) pada daerah RBS

Juniazhar (2012) juga melakukan studi mengenai RBS pada tiga macam tipe sambungan balok-kolom yaitu *T-connection*, *extended end plate connection*, *welded rigid connection*. Dengan mengembangkan beberapa metodologi yang telah dilakukan oleh Pachoumis et al. (2009) dan analisa beban dorong didapatkan hasil bahwa telah terjadi sendi plastis pada daerah RBS sesuai dengan desain awal RBS. Selain itu, didapatkan pula bahwa perilaku ketiga macam sambungan balok-kolom tersebut sama meskipun digunakan ukuran profil balok RBS yang berbeda atau ukuran balok tidak mempengaruhi perilaku kekakuan dari sambungan.

## **2.5 Analisis Nonlinier Statik Beban Dorong (*Nonlinier Static Pushover Analysis*)**

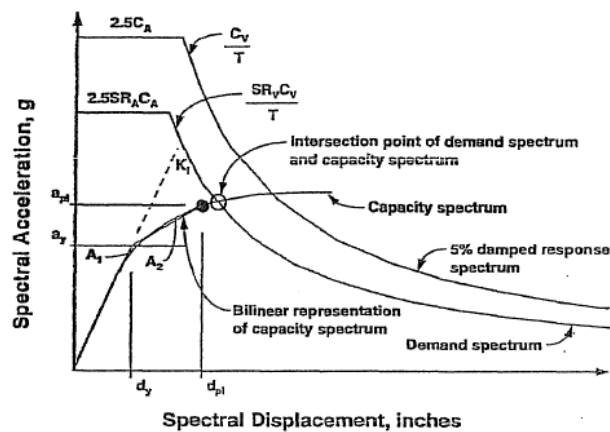
Evaluasi kinerja struktur dapat dilakukan dengan empat analisis yang berbeda, yaitu secara statis linier, dinamis linier, statis nonlinier dan dinamis nonlinier (ATC-40, 1996). Analisis statis dan dinamis linier tidak dapat mengakomodasi perilaku struktur setelah mengalami plastis, oleh karena itu untuk mengetahui respons struktur setelah mengalami plastis perlu dilakukan analisis nonlinier. Dari keempat metode tersebut, analisis nonlinier riwayat waktu (*Nonlinear Time History Analysis – NLTHA*) memberikan hasil yang paling akurat dan dapat diterima secara luas. Akan tetapi, metode ini aplikasinya sangat rumit sehingga dipandang tidak praktis (Chopra dan Goel, 2001 dalam Tethool, 2013). Hal tersebut membuat para peneliti mencari cara yang lebih sederhana untuk mengestimasi kinerja struktur, yaitu dengan mengembangkan metode analisis statis nonlinier. Menurut Lumantarna (2008) penggunaan analisis nonlinier statik beban dorong untuk bangunan yang didominasi oleh mode pertama memberikan hasil yang konservatif baik perpindahan lateral maupun gaya dalam yang dari sisi pandang perencanaan dapat diterima.

Analisis nonlinier statik beban dorong dilakukan dengan memberikan suatu pola beban lateral statik pada struktur, yang kemudian secara bertahap ditingkatkan dengan faktor pengali sampai satu target perpindahan lateral dari suatu titik acuan tercapai. Biasanya titik tersebut adalah titik pada atap, atau lebih tepat lagi adalah pusat massa atap. Analisis *pushover* menghasilkan kurva *pushover*, kurva yang menggambarkan hubungan antara gaya geser dasar versus perpindahan titik acuan pada atap. Pada proses *pushover*, struktur didorong sampai mengalami leleh di satu atau lebih lokasi di struktur tersebut. Kurva kapasitas akan memperlihatkan suatu kondisi linier sebelum mencapai kondisi leleh dan selanjutnya berperilaku nonlinier. Tujuan analisis *pushover* adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis. Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetailan atau stabilitasnya (Dewobroto, 2005 dalam Tethool, 2013).

Gaya dan deformasi setiap komponen/elemen dihitung terhadap perpindahan tertentu di titik kontrol yang disebut sebagai target perpindahan ( $\delta_t$ ) dan dianggap sebagai perpindahan maksimum yang terjadi saat bangunan mengalami gempa rencana. Kriteria evaluasi level kinerja kondisi bangunan didasarkan pada gaya dan deformasi yang terjadi ketika perpindahan titik kontrol sama dengan target perpindahan (Dewobroto, 2005 dalam Tethool, 2013). Salah satu metode untuk menentukan target perpindahan adalah *Capacity Spectrum Method* atau Metoda Spektrum Kapasitas sesuai ATC 40.

Konsep desain kinerja struktur metode *capacity spectrum* pada dasarnya merupakan prosedur yang dilakukan untuk mendapatkan peralihan aktual struktur gedung. Peralihan aktual yang didapatkan dari hasil ini menunjukkan besar simpangan atap struktur. Perbandingan antara simpangan atap struktur terhadap tinggi total struktur menunjukkan kinerja struktur (Pranata, 2006). Tahapan desain kinerja struktur dengan metode *capacity spectrum* sesuai ATC-40 (1996) adalah sebagai berikut:

1. Konversi kurva kapasitas hasil analisis beban dorong menjadi *capacity spectrum*.
2. Ubah respons spektrum ke dalam format *Acceleration – Displacement Response Spectrum* (ADRS).
3. Plot *demand spectrum* dengan nilai *damping* 5% sesuai kondisi tanah dan wilayah gempa, lalu menggabungkan *demand spectrum* dengan *capacity spectrum* untuk menentukan *performance point* (Gambar 2.19).
4. Ubah *performance point* jadi simpangan atap global.



Gambar 2.19 Penentuan Titik Kinerja Menurut Metode Spektrum Kapasitas  
(ATC40, 1996)

Metode ini secara khusus telah *built-in* dalam program SAP2000, proses konversi kurva *pushover* ke format ADRS dan kurva respon spektrum yang direduksi dikerjakan otomatis dalam program. Data yang perlu dimasukkan cukup memberikan kurva respons spektrum rencana (Dewobroto, 2005 dalam Tethool, 2013).

## 2.6 Tingkat Kinerja Bangunan

Adapun penetapan tingkat kinerja suatu bangunan dapat didasarkan atas aturan tingkat keselamatan yang diberikan kepada penghuni gedung selama dan sesudah terjadi gempa serta biaya terhadap kerusakan gedung pasca gempa. Dengan kata lain tingkat kinerja merupakan suatu kerusakan maksimum yang masih diijinkan sesuai dengan tingkat kepentingan, pertimbangan ekonomis dari pemilik bangunan yang akan dibangun. Gambar 2.20 menunjukkan tingkat kinerja suatu gedung dalam hubungannya dengan kondisi bangunan setelah terjadi gempa (Tethool, 2013). FEMA 356 (2000) dalam Tethool (2013) mengatur tingkat kinerja suatu bangunan sebagai berikut:

### 1. Operasional

Tak ada kerusakan berarti pada struktur dan non-struktur, bangunan tetap berfungsi.

## 2. *Immediate Occupancy (IO)*

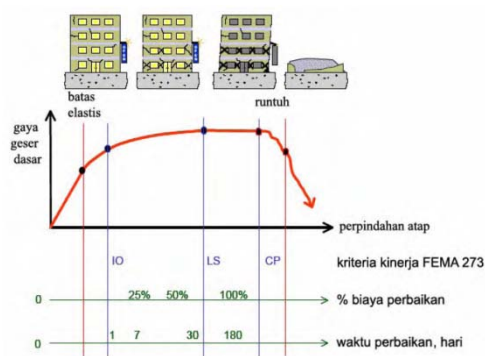
Tidak ada kerusakan yang berarti pada komponen struktural dimana kekuatan dan kekakuannya kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa. Komponen non-struktur masih berada ditempatnya dan sebagian besar masih berfungsi jika utilitasnya tersedia. Bangunan dapat tetap berfungsi dan tidak terganggu dengan masalah perbaikan.

## 3. *Life Safety (LS)*

Terjadi kerusakan komponen struktural, kekakuan berkurang, tetapi masih mempunyai ambang yang cukup terhadap keruntuhan. Komponen non-struktur masih ada tapi tidak berfungsi. Dapat dipakai lagi jika sudah dilakukan perbaikan.

## 4. *Collapse Prevention (CP)*

Kerusakan yang berarti pada komponen struktural dan non struktural. Kekuatan struktural dan kekakuannya berkurang banyak, hampir runtuh. Kecelakaan akibat kejatuhan material bangunan yang rusak sangat mungkin terjadi.



Gambar 2.20 Tingkat Kinerja Bangunan (FEMA, 2000 dalam Tethool, 2013)



*"Halaman ini sengaja dikosongkan"*

## **BAB 3**

### **METODOLOGI PENELITIAN**

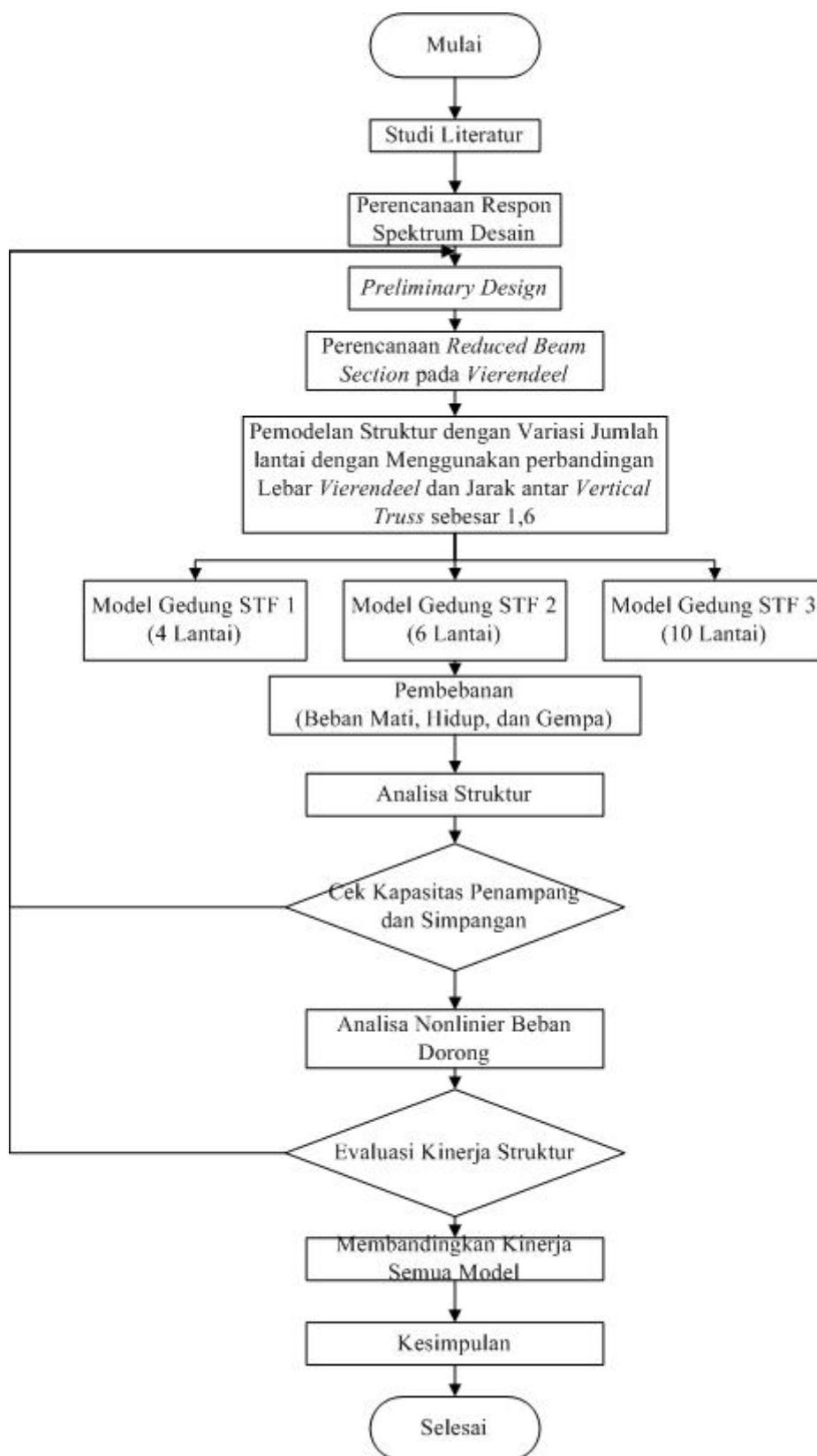
#### **3.1 Umum**

Bab ini menjelaskan urutan metode pengerjaan studi tesis ini. Mulai dari studi literatur sampai dengan penarikan kesimpulan. Dengan menjelaskan dan menguraikan urutan metode studi ini diharapkan dapat diketahui urutan metode yang benar dan berbeda dengan studi lainnya.

Dalam tesis ini metode penelitian diawali dengan studi literatur mengenai sistem struktur *staggered truss frame* yaitu dengan mengumpulkan referensi-referensi yang berkaitan. Kemudian dilanjutkan dengan analisa beban gempa nonlinier. Kemudian memodelkan struktur menjadi seperti yang sudah direncanakan dan melakukan analisa beba dorong kemudian melakukan evaluasi terhadap kinerja masing-masing model struktur. Selanjutnya akan dilakukan perbandingan dari hasil evaluasi tersebut sehingga pada akhirnya dapat ditarik kesimpulan mengenai pengaruh pengurangan besar dimensi balok (*reduced beam section*) pada perilaku *vierendeel* terhadap perilaku inelastik dari sistem struktur *staggered truss framing* ketika diterapkan pada struktur gedung dengan variasi jumlah lantai.

#### **3.2 Bagan Alir Pengerjaan Tesis**

Bagan alir merupakan skema urutan pengerjaan studi ini. Bagan alir ini dibuat dengan maksud untuk meringkas proses pengerjaan tesis, sehingga memudahkan dalam mengontrol hal-hal yang sudah maupun yang belum dilakukan dalam penelitian ini. Urutan pengerjaan tesis ini ditampilkan dalam bentuk bagan alir seperti ditunjukkan dalam Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Bagan Alir Pengerjaan Tesis

### 3.3 Penjelasan Bagan Alir Pengerjaan Tesis

Berdasarkan bagan alir pada Gambar 3.1 maka urutan pengerjaan tesis ini akan dijelaskan sebagai berikut:

#### 3.3.1 Studi Literatur

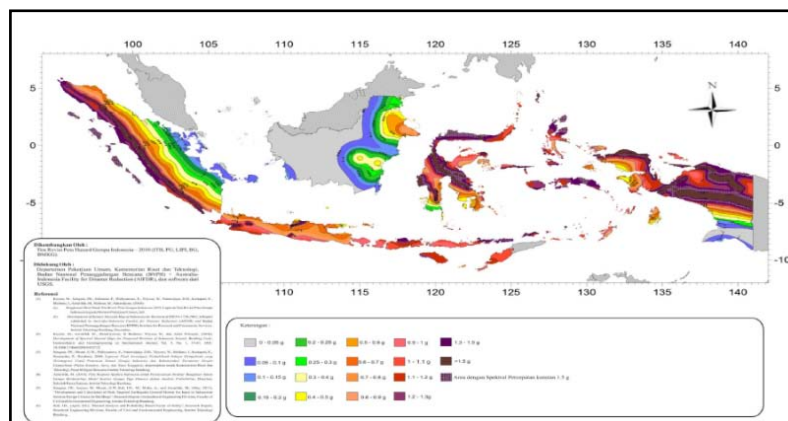
Dalam tahap awal ini dilakukan studi literatur mengenai *staggered truss framing* dan analisis statik nonlinier beban dorong maupun analisis nonlinier riwayat waktu yang terdapat dalam jurnal, buku referensi maupun peraturan yang berlaku. Peraturan yang digunakan dalam penelitian ini yaitu:

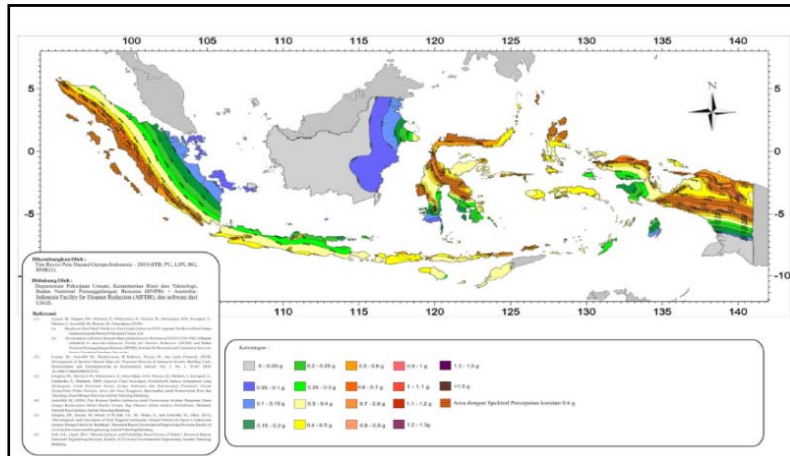
1. SNI 03-1729-2002 tentang tata cara perencanaan perhitungan struktur baja untuk bangunan gedung,
2. SNI 1726-2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung,
3. SNI 1727-1989 tentang tata cara pembebanan untuk rumah dan gedung.
4. Panduan perencanaan sistem struktur *staggered truss framing* menurut AISC.

#### 3.3.2 Perencanaan Respon Spektrum Desain

Berikut ini dijelaskan prosedur perencanaan respon spektrum desain sesuai SNI 1726-2012:

1. Menentukan nilai  $S_s$  dan  $S_1$  berdasarkan Gambar 3.2 dan Gambar 3.3.





3. Menentukan koefisien situs  $F_a$  dan  $F_v$  sesuai Tabel 3.2 dan Tabel 3.3.

Tabel 3.2 Koefisien Situs  $F_a$

| Kelas situs | Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$ |             |              |           |                 |
|-------------|--|-------------|--------------|-----------|-----------------|
|             | $S_s \leq 0,25$  | $S_s = 0,5$ | $S_s = 0,75$ | $S_s = 1$ | $S_s \geq 1,25$ |
| SA          | 0,8  | 0,8         | 0,8          | 0,8       | 0,8             |
| SB          | 1,0  | 1,0         | 1,0          | 1,0       | 1,0             |
| SC          | 1,2  | 1,2         | 1,1          | 1,0       | 1,0             |
| SD          | 1,6  | 1,4         | 1,2          | 1,1       | 1,0             |
| SE          | 2,5  | 1,7         | 1,2          | 0,9       | 0,9             |
| SF          | SS <sup>b</sup>  |             |              |           |                 |

CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara  $S_s$  dapat dilakukan interpolasi linier  
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat Pasal 6.9.1

Sumber: SNI 1726-2012

Tabel 3.3 Koefisien Situs  $F_v$

| Kelas situs | Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada periode 1 detik, $S_1$ |             |             |             |                |
|-------------|--|-------------|-------------|-------------|----------------|
|             | $S_1 \leq 0,1$   | $S_1 = 0,2$ | $S_1 = 0,3$ | $S_1 = 0,4$ | $S_1 \geq 0,5$ |
| SA          | 0,8  | 0,8         | 0,8         | 0,8         | 0,8            |
| SB          | 1,0  | 1,0         | 1,0         | 1,0         | 1,0            |
| SC          | 1,7  | 1,6         | 1,5         | 1,4         | 1,3            |
| SD          | 2,4  | 2           | 1,8         | 1,6         | 1,5            |
| SE          | 3,5  | 3,2         | 2,8         | 2,4         | 2,4            |
| SF          | SS <sup>b</sup>  |             |             |             |                |

CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara  $S_1$  dapat dilakukan interpolasi linier  
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat Pasal 6.9.1

Sumber: SNI 1726-2012

4. Menghitung nilai  $S_{MS}$  dan  $S_{M1}$  sesuai persamaan berikut.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (3.1)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (3.2)$$

5. Menghitung nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  sesuai persamaan berikut.

$$S_{DS} = 2/3 \cdot S_{MS} \quad (3.3)$$

$$S_{D1} = 2/3 \cdot S_{M1} \quad (3.4)$$

6. Menghitung nilai  $T_0$  dan  $T_S$  sesuai persamaan berikut.

$$T_0 = 0,2 \times (S_{D1}/S_{DS}) \quad (3.5)$$

$$T_S = S_{D1}/S_{DS} \quad (3.6)$$

7. Menghitung nilai  $S_a$  sesuai persamaan-persamaan berikut.

- Untuk  $T < T_0$ , nilai  $S_a$  diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \cdot \left( 0.4 + 0.6 \cdot \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.7)$$

- Untuk  $T_0 \leq T \leq T_S$ , nilai  $S_a$  sama dengan  $S_{DS}$
- Untuk  $T > T_S$ , nilai  $S_a$  diambil dari persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.8)$$

### 3.3.3 Perencanaan Data-data Teknis Gedung

Data-data teknis berikut sesuai dengan referensi dari penelitian yang pernah dilakukan oleh Tethool (2013), karena di akhir studi ini akan dibandingkan pula dengan jenis sambungan pada penelitian tersebut.

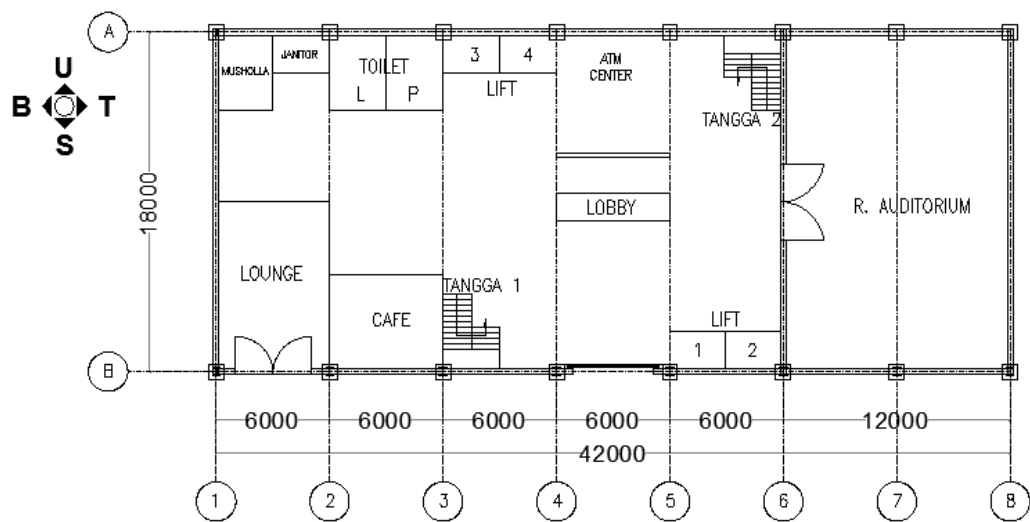
|                        |  |
|------------------------|--|
| ✚ Fungsi bangunan      | : Perkantoran                                |
| ✚ Faktor keutamaan (I) | : 1  |
| ✚ Lebar bangunan       | : 18 meter                                   |
| ✚ Panjang bangunan     | : 7 x 6 meter = 42 meter                     |
| ✚ Mutu baja profil     | : BJ41 ( $f_y = 250$ MPa; $f_u = 410$ MPa)   |
| ✚ Mutu beton           | : $f_c' = 35$ MPa                            |
| ✚ Pelat atap           | : <i>Hollow core slab</i> (HCS) tebal 200 mm |
| ✚ Pelat lantai         | : <i>Hollow core slab</i> (HCS) tebal 200 mm |

### 3.3.4 Pemodelan Struktur

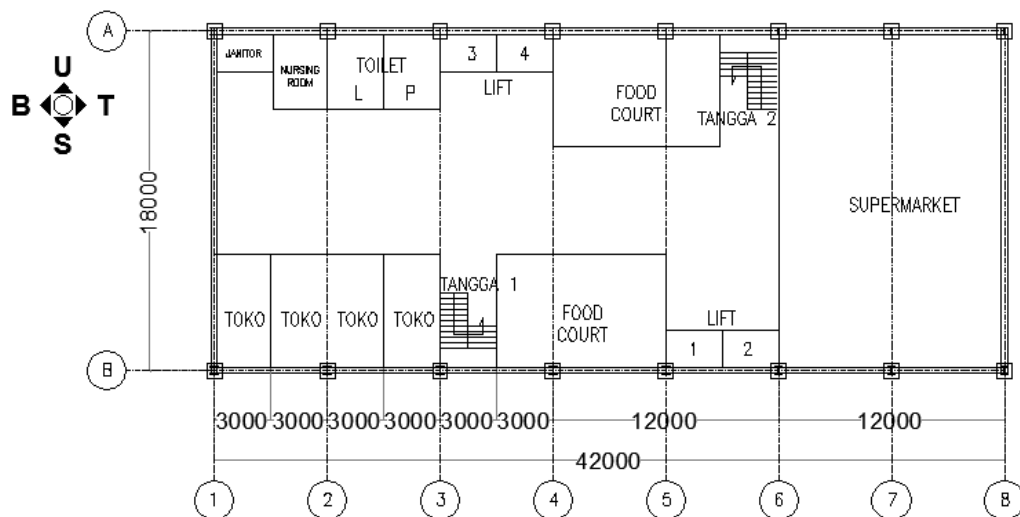
Dalam penelitian ini, sistem struktur *staggered truss framing* (STF) akan dimodelkan dengan beberapa parameter desain sebagai berikut:

1. Fungsi gedung : Perkantoran
2. Zona gempa : Tinggi
3. Jenis tanah : Keras
4. Mutu baja : BJ41

Denah gedung STF yang dimodelkan dapat dilihat pada Gambar 3.4, Gambar 3.5, Gambar 3.6, dan Gambar 3.7, dimana untuk arah melintang gedung (selanjutnya dalam tesis ini disebut sebagai arah Utara-Selatan/U-S) menggunakan sistem *staggered truss framing* (STF). Sedangkan pemodelan arah memanjang gedung (selanjutnya dalam tesis ini disebut sebagai arah Barat-Timur/B-T) menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus / *special moment resisting frame* (SMRF).

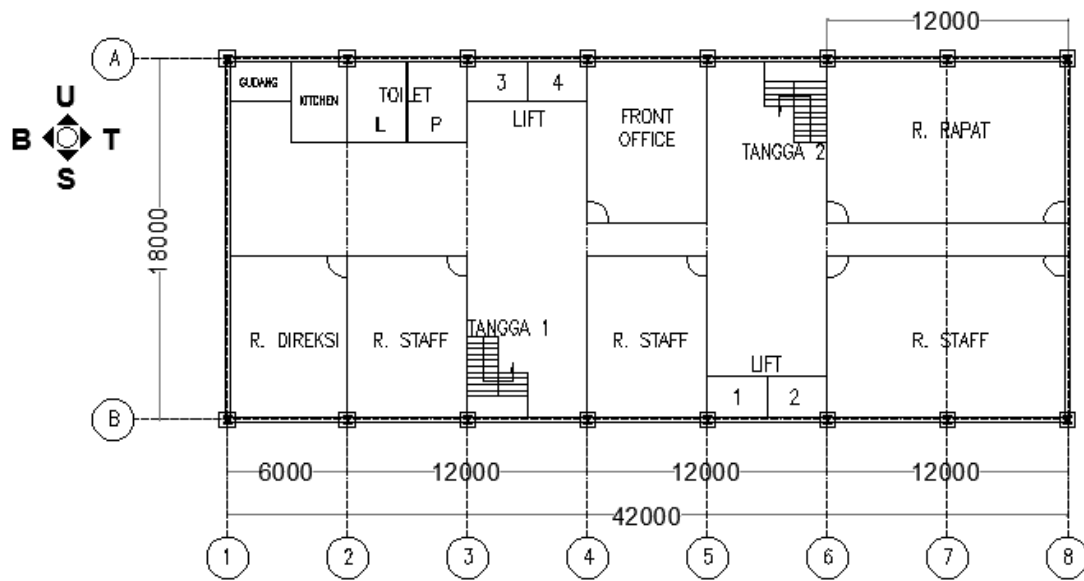


Gambar 3.4 Denah Lantai 1

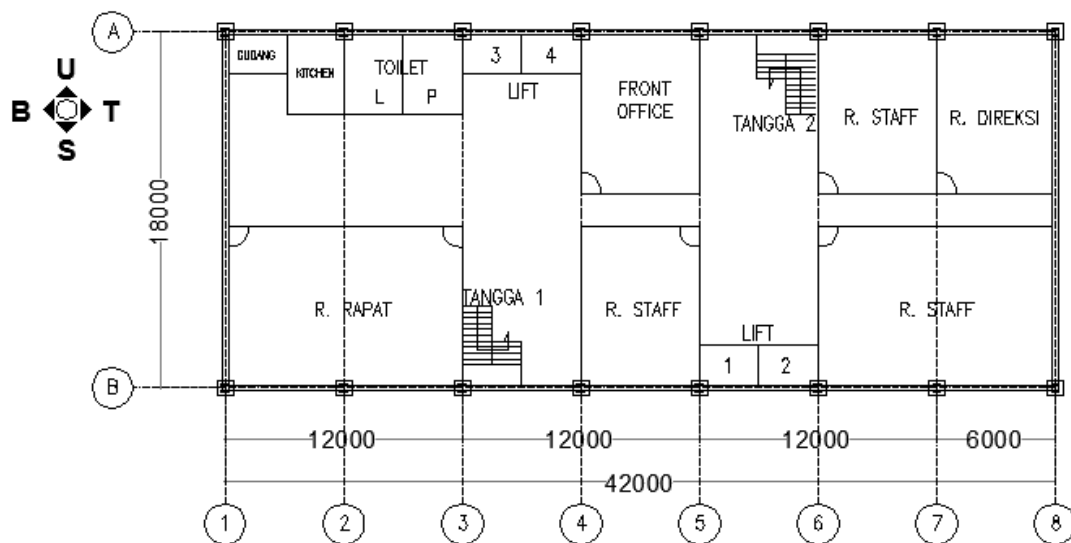


Gambar 3.5 Denah Lantai 2





Gambar 3.6 Denah Lantai 3



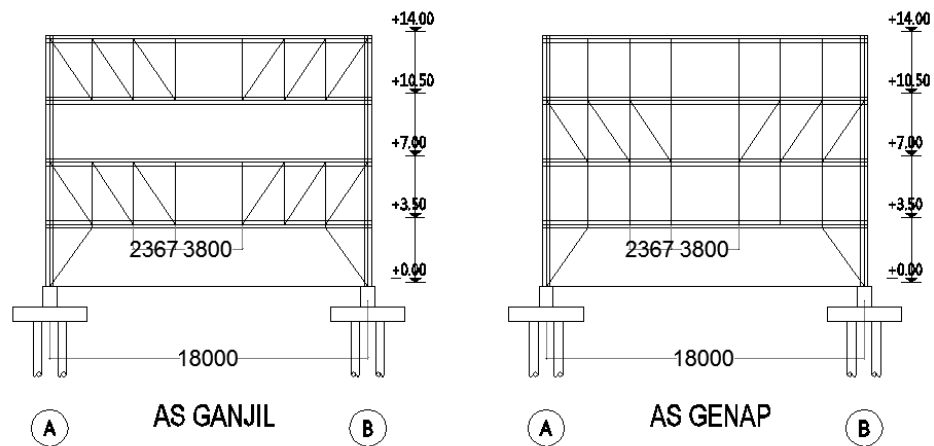
Gambar 3.7 Denah Lantai 4 dan seterusnya

Sistem struktur STF ini diaplikasikan penggunaannya pada daerah rawan gempa, Pemodelan sistem struktur STF pada arah U-S (Utara-Selatan) menggunakan nilai faktor reduksi gempa (R) sebesar 7. Sedangkan sistem struktur SMRF pada arah B-T (Barat-Timur) menggunakan nilai faktor reduksi gempa (R) sebesar 8.

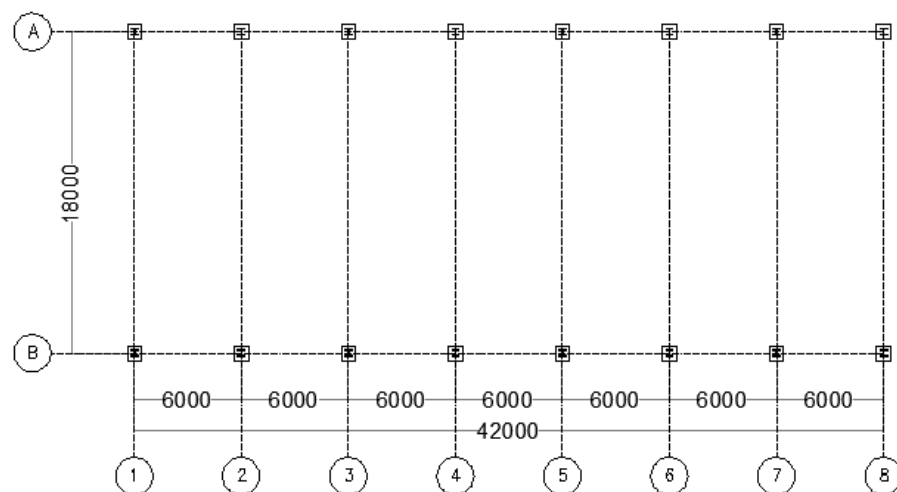
Selain itu, dalam penelitian ini akan membuat 3 model gedung menggunakan system struktur *staggered truss framing* (STF) dengan variasi berupa jumlah lantai gedung. Semua model Gedung STF dimodelkan menggunakan *bracing* tipe diagonal (D). Dengan menggunakan konfigurasi perbandingan lebar *vierendeel* dengan jarak antar *vertical truss* sebesar 1,6. Dimensi komponen *vierendeel panel* menggunakan dimensi yang sama pada studi Tethool, 2013. Secara jelas gambar - gambar model yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 3.8 sampai dengan Gambar 3.19.

#### a. Model Gedung STF1

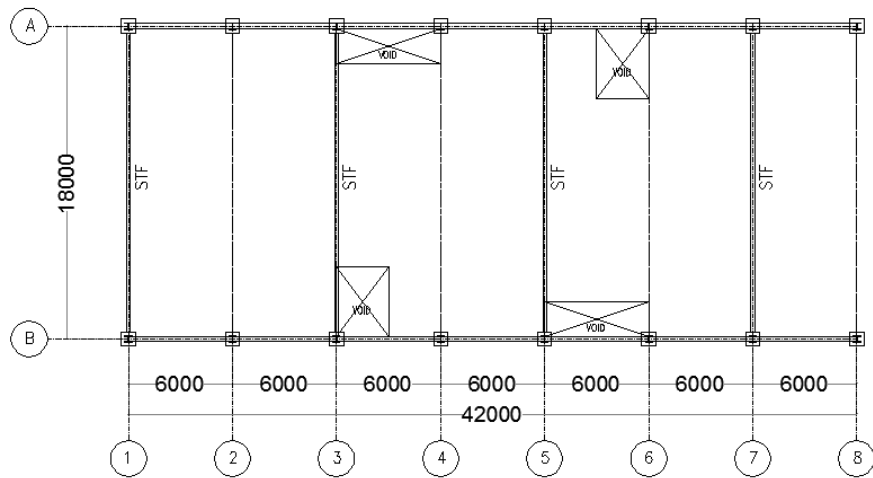
Untuk model gedung STF1 yaitu penggunaan STF pada gedung bertingkat 4 lantai. Potongan melintang model gedung STF1 terlihat pada Gambar 3.8.



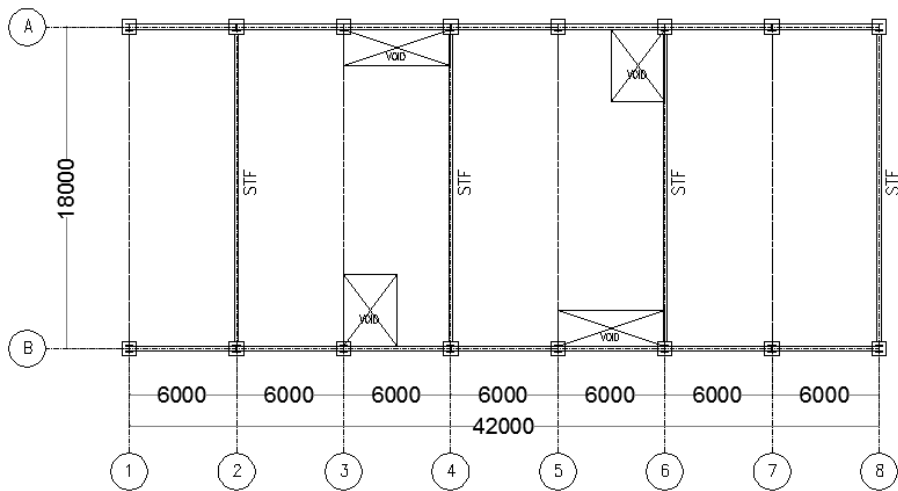
Gambar 3.8 Model Gedung STF 1



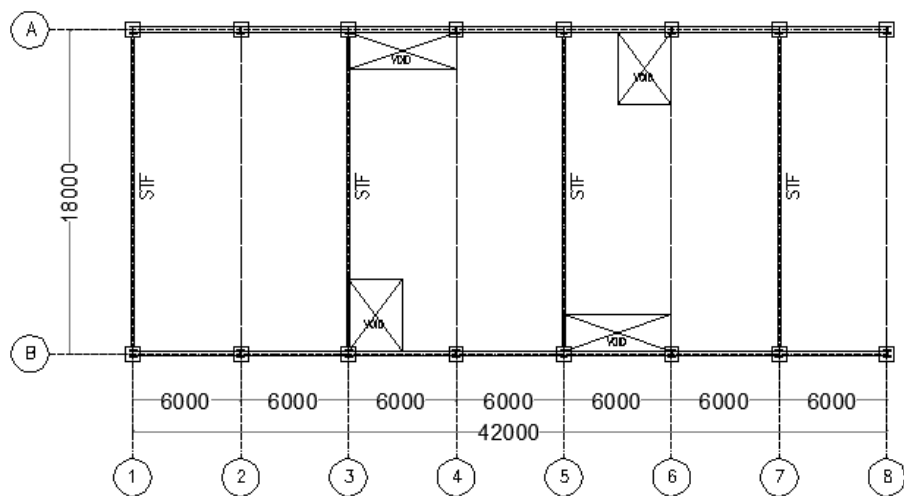
Gambar 3.9 Denah Kolom Lantai 1 Gedung STF 1



Gambar 3.10 Denah Balok dan Kolom Lantai 2 Gedung STF 1



Gambar 3.11 Denah Balok dan Kolom Lantai 3 Gedung STF 1



Gambar 3.12 Denah Balok dan Kolom Lantai 4 Gedung STF 1

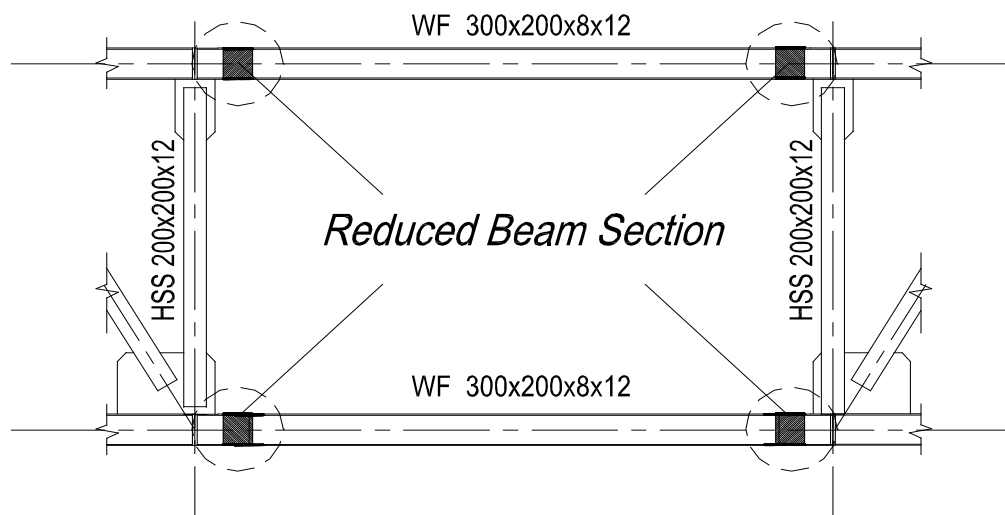
- ✚ Tinggi struktur gedung : 14 meter @ 3,5 meter
- ✚ Lebar struktur gedung : 18 meter
- ✚ Profil yang digunakan

Tabel 3.4 Konfigurasi Komponen Struktur Model Gedung STF 1

| Komponen Struktur           | Tipe Profil      |
|-----------------------------|------------------|
| <i>Column</i>               | WF 400x400x45x70 |
| <i>Spandrel Beam Lantai</i> | WF 300x200x8x12  |
| <i>Truss Chord</i>          | WF 300x200x8x12  |
| <i>Vierendeel Panel</i>     | WF 300x200x8x12  |
| <i>Truss Diagonal</i>       | HSS 200x200x12   |
| <i>Truss Hanger</i>         | HSS 200x200x12   |
| <i>Truss Knee Brace</i>     | HSS 200x200x12   |
| <i>Truss Post</i>           | HSS 200x200x12   |
| <i>Truss Vertical</i>       | HSS 200x200x12   |

### 1) Desain *Reduced Beam Section* (RBS)

Komponen struktur yang akan didesain dengan RBS adalah komponen *vierendeel panel* disemua model STF. Desain RBS terletak pada di kedua ujung elemen *vierendeel panel*. Seperti terlihat pada gambar 3.13.



Gambar 3.13 Letak RBS yang direncanakan

RBS yang digunakan adalah jenis *radius cut*. Desain *radius cut* RBS yaitu desain RBS dengan memotong menggunakan sudut pada kedua sisi dari flens balok. Desain *radius cut* yang digunakan dengan pengurangan sayap balok

sebesar 50%, Maksimal pengurangan yang diperbolehkan menurut FEMA-350. Dipilih desain ini karena berdasarkan FEMA-350, desain ini merupakan desain yang keretakannya akan cenderung berkembang ketika balok dikenakan kekuatan yang besar dan memiliki kapasitas rotasi yang paling besar dibanding pemotongan secara lurus (*straight*).

Desain *radius cut* direncanakan dengan memenuhi syarat pada Tabel 2.1 dan gambar 2.16 adalah sebagai berikut;

$$\begin{aligned} a &= 75\% \cdot b_f \\ &= 0.75 \cdot 200 \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned} \quad (3.10)$$

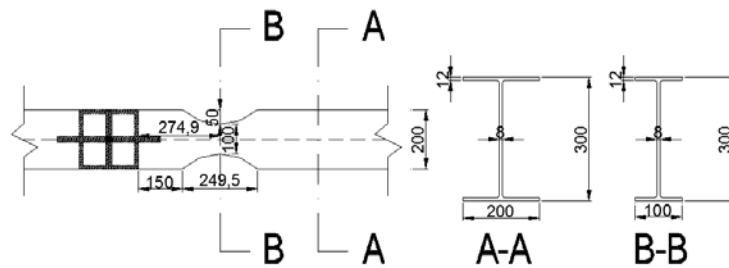
$$\begin{aligned} b &= 85\% \cdot d_b \\ &= 0.85 \cdot 294 \\ &= 249.9 \text{ mm} \end{aligned} \quad (3.11)$$

$$\begin{aligned} c &= 25\% \cdot b_f \\ &= 0.25 \cdot 200 \\ &= 50 \text{ mm} \end{aligned} \quad (3.12)$$

$$\begin{aligned} s &= a + b/2 \\ &= 150 + 249.9/2 \\ &= 274.95 \text{ mm} \end{aligned} \quad (3.13)$$

$$\begin{aligned} r &= (4c^2 + b^2) / 8c \\ &= (4 \cdot 50^2 + 274.95^2) / 8 \cdot 50 \\ &= 213.99 \text{ mm} \end{aligned} \quad (3.14)$$

$$\begin{aligned} \text{Maka } b_{f \text{ RBS}} &= b_f - 2c \\ &= 200 - 2 \cdot 50 \\ &= 100 \text{ mm} \end{aligned} \quad (3.15)$$

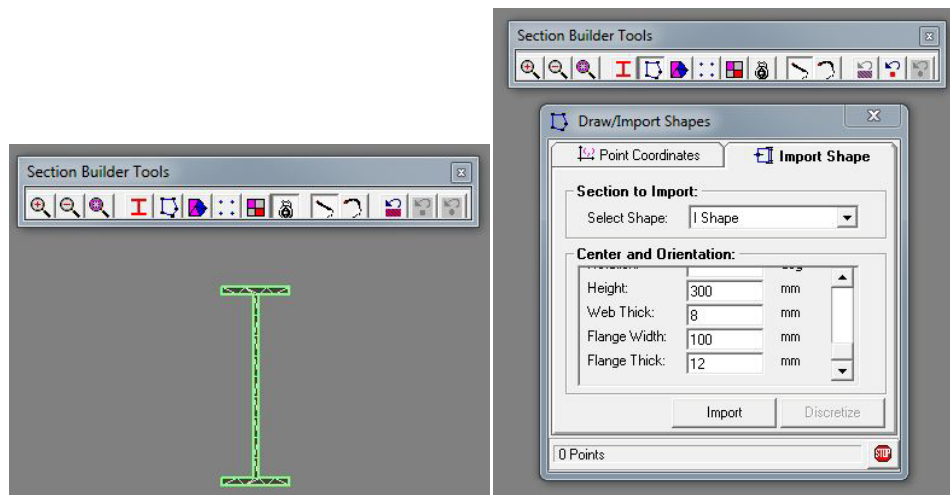


Gambar 3.14 Geometri RBS Bentuk *Radius Cut*

## 2) Pemodelan RBS pada *software* bantu EXTRACT

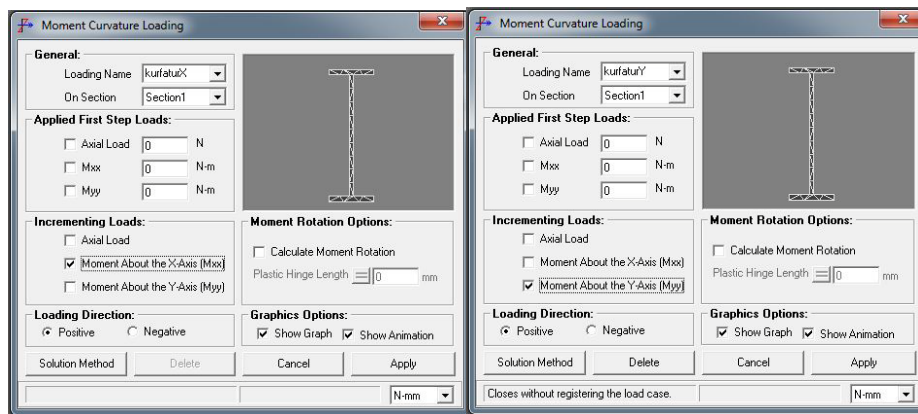
Setelah didapatkan dimensi dan panjang profil yang berkurang luasan penampangnya, terutama pada bagian sayap atas maupun bawah, langkah selanjutnya yaitu dimodelkan pada *software* bantu EXTRACT. Tujuan memakai *software* ini adalah untuk menentukan nilai kufaktur dan momen kufaktur penampang profil yang telah di *reduced* yang kemudian kedua nilai tersebut akan digunakan pada pemodelan sendi plastis pada model STF di dalam *software* SAP2000.

- *Define section properties*



Gambar 3.15 *Define Properties* Elemen *Vierendeel* yang *direduced*

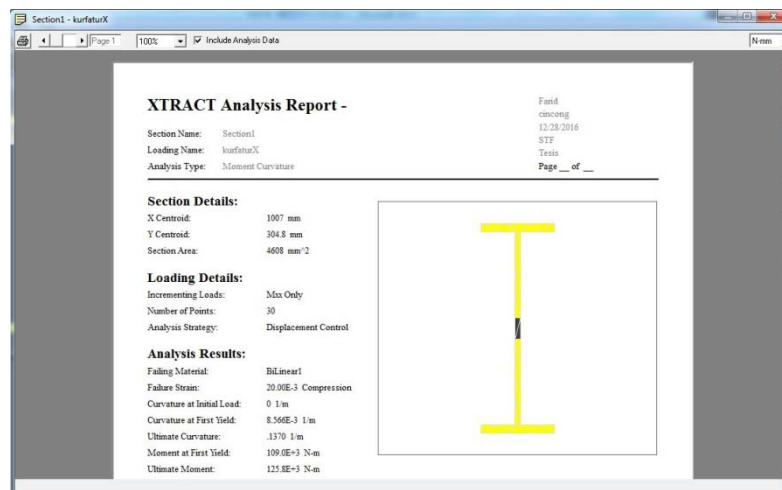
- Input Beban Kurfatur X dan Y  
Memasukkan beban kurfatur arah X dan arah Y.



Gambar 3.16 Input Beban Kurfatur X dan Y

### ■ Output

Meemunculkan nilai kurfatur dan momen kurfatur arah X yang digunakan pada model STF di dalam *software* SAP2000.



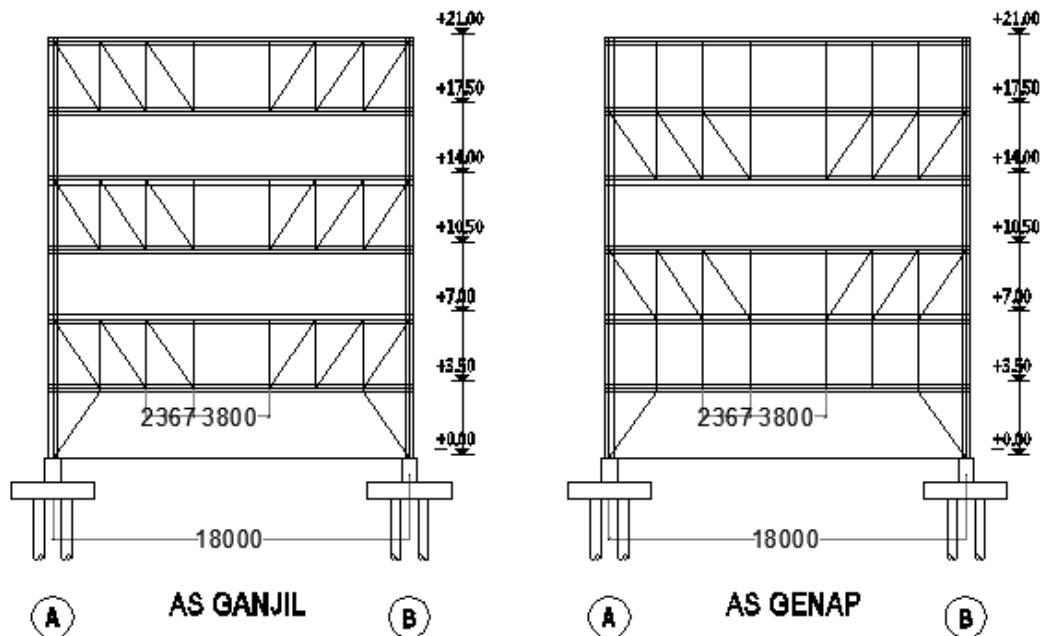
Gambar 3.17 Output Extract

### 3) Analisa Kapasitas RBS

Kapasitas balok RBS lebih kecil dari balok konvensional. Hal ini dimaksudkan agar tercipta konsep '*Strong Column Weak Beam*' yaitu kapasitas kolom lebih besar daripada balok. Konsep RBS dibuat dengan mereduksi penampang balok pada muka sambungan sehingga diharapkan terjadi sendi plastis pada daerah RBS saat mengalami kelelahan. Profil momen seismic pada reduced beam section dapat dilihat pada Gambar 2.17 dan persamaan (2.9) sampai dengan (2.11).

### b. Model Gedung STF2

Untuk model gedung STF2 yaitu penggunaan STF pada gedung bertingkat 6 lantai. Potongan melintang model gedung STF2 terlihat pada Gambar 3.18.



Gambar 3.18 Model Gedung STF 2

- ✚ Tinggi struktur gedung : 21 meter @ 3,5 meter
- ✚ Lebar struktur gedung : 18 meter
- ✚ Denah balok dan kolom sama dengan konfigurasi pada model gedung STF 1
- ✚ Asumsi profil yang digunakan

Tabel 3.5 Konfigurasi Komponen Struktur Model Gedung STF 2

| Komponen Struktur           | Type Profil      |
|-----------------------------|------------------|
| <i>Column</i>               | WF 400x400x45x70 |
| <i>Spandrel Beam Lantai</i> | WF 300x200x8x12  |
| <i>Truss Chord</i>          | WF 300x200x8x12  |
| <i>Vierendeel Panel</i>     | WF 300x200x8x12  |
| <i>Truss Diagonal</i>       | HSS 200x200x12   |
| <i>Truss Hanger</i>         | HSS 200x200x12   |
| <i>Truss Knee Brace</i>     | HSS 200x200x12   |
| <i>Truss Post</i>           | HSS 200x200x12   |
| <i>Truss Vertical</i>       | HSS 200x200x12   |



### 1) Desain *Reduced Beam Section* (RBS)

Desain RBS untuk model gedung STF 2 sama dengan desain RBS model gedung STF 1, yaitu dengan menggunakan RBS tipe *radius cut* dengan perhitungan sesuai dengan persamaan (3.10) – (3.15).

### 2) Pemodelan RBS pada *software* bantu SAP2000

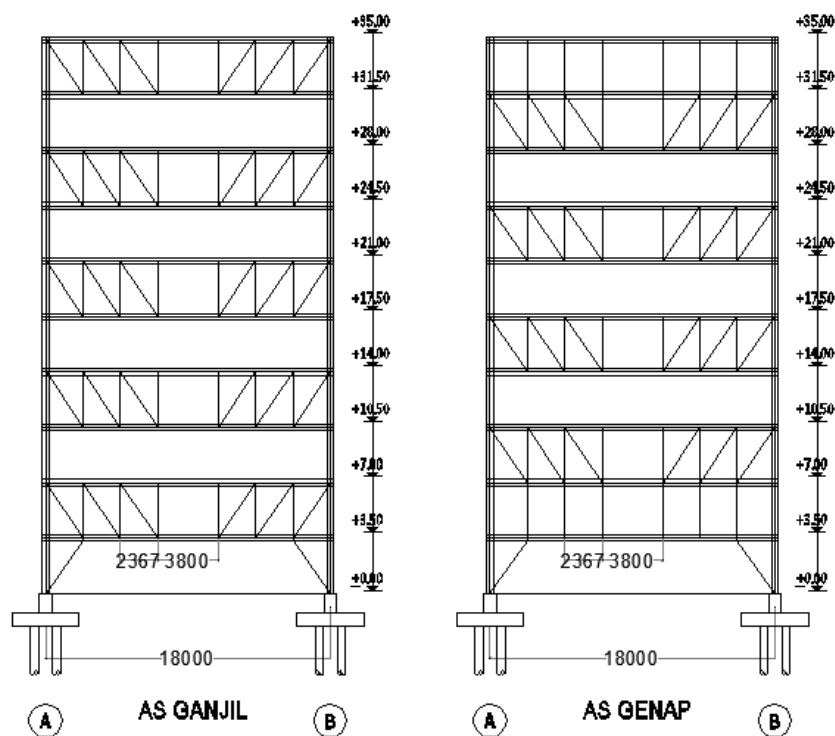
Langkah pemodelan RBS pada *software* bantu SAP2000 untuk model STF 2 sama dengan langkah pemodelan RBS untuk model STF 1.

### 3) Analisa Kapasitas RBS

Analisa kapasitas RBS untuk gedung STF 2 juga menggunakan analisa yang sesuai dengan persamaan (2.9) – (2.11).

### c. Model Gedung STF 3

Untuk model gedung STF3 yaitu penggunaan STF pada gedung bertingkat 10 lantai. Potongan melintang model gedung STF3 terlihat pada Gambar 3.19.



Gambar 3.19 Model Gedung STF 3

- Tinggi struktur gedung : 35 meter @ 3,5 meter
- Lebar struktur gedung : 18 meter
- Denah balok dan kolom sama dengan konfigurasi pada model gedung STF 1

✚ Asumsi profil yang digunakan

Tabel 3.6 Konfigurasi Komponen Struktur Model Gedung STF 3

| Komponen Struktur           | Tipe Profil      |
|-----------------------------|------------------|
| <i>Column</i>               | WF 400x400x45x70 |
| <i>Spandrel Beam Lantai</i> | WF 300x200x8x12  |
| <i>Truss Chord</i>          | WF 300x200x8x12  |
| <i>Vierendeel Panel</i>     | WF 300x200x8x12  |
| <i>Truss Diagonal</i>       | HSS 200x200x12   |
| <i>Truss Hanger</i>         | HSS 200x200x12   |
| <i>Truss Knee Brace</i>     | HSS 200x200x12   |
| <i>Truss Post</i>           | HSS 200x200x12   |
| <i>Truss Vertical</i>       | HSS 200x200x12   |

#### 1) Desain *Reduced Beam Section* (RBS)

Desain RBS untuk model gedung STF 3 sama dengan desain RBS model gedung STF 1, yaitu dengan menggunakan RBS tipe *radius cut* dengan perhitungan sesuai dengan persamaan (3.10) – (3.15).

#### 2) Pemodelan RBS pada *software* bantu Sap2000

Langkah pemodelan RBS pada *software* bantu SAP2000 untuk model STF 3 sama dengan langkah pemodelan RBS untuk model STF 1.

#### 3) Analisa Kapasitas RBS

Analisa kapasitas RBS untuk gedung STF 3 juga menggunakan analisa yang sesuai dengan persamaan (2.9) – (2.11).

### 3.3.5 Pembebanan

Pembebanan dikelompokkan menjadi dua menurut arah gayanya yaitu beban vertikal dan beban horizontal. Perencanaan pembebanan vertikal pada struktur gedung ini berdasarkan SNI 1727-2013 tentang tata cara pembebanan untuk rumah dan gedung, dengan beban – beban yang diperhitungkan antara lain: beban mati dan beban hidup. Sedangkan pembebanan *horizontal* (gempa) berdasarkan SNI 1726-2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung.

Beban – beban yang direncanakan tersebut diatas harus dikombinasikan sesuai dengan peraturan yang ada. Kombinasi pembebanan yang digunakan

berdasarkan SNI 1729-2000 tentang tata cara perencanaan perhitungan struktur baja untuk bangunan gedung, antara lain sebagai berikut:

$$1,4D \quad (3.16)$$

$$1,2D + 1,6L \quad (3.17)$$

$$1,2D \pm 1,0E + 1,0L \quad (3.18)$$

$$0,9D \pm 1,0E \quad (3.19)$$

Keterangan:

D adalah beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen,

L adalah beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung,

E adalah beban gempa sesuai SNI 1726-2012.

### 3.3.6 Analisis Struktur

Analisa struktur dilakukan untuk memperoleh gaya – gaya yang bekerja pada struktur dengan menggunakan program bantu SAP2000.

### 3.3.7 Kontrol Kekuatan Penampang

Setelah memperoleh gaya – gaya dalam yang bekerja pada struktur, maka selanjutnya dilakukan analisa terhadap kekuatan penampang elemen struktur. Elemen – elemen struktur yang ditinjau dan dianalisa kekuatannya yaitu: balok, kolom dan *bracing*. Perencanaan elemen – elemen struktur ini dilakukan berdasarkan SNI 1729-2002.

#### a. Kontrol perhitungan kolom

##### a.1. Kontrol penampang

Pelat sayap:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_r = \frac{250}{\sqrt{f_y}}$$

$$\lambda \leq \lambda_r \quad (\text{tidak langsing}) \quad (3.20)$$

Pelat badan:

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{fy}}$$

$$\lambda \leq \lambda_r \quad (\text{tidak langsing}) \quad (3.21)$$

a.2. Kontrol kekakuan portal

$$G = \frac{\sum \left[ \frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[ \frac{I_b}{L_b} \right]} \quad (3.22)$$

Dari nilai G tersebut dapat diperoleh nilai factor panjang tekuk (kc).

a.3. Kontrol komponen tekan

$$N_n = A_g f_{cr}$$

$$\lambda_c = \frac{kc}{\pi} \frac{L}{r} \sqrt{\frac{fy}{E}} \quad (3.23)$$

- untuk  $\lambda_c \leq 1.5$ ,

$$\text{maka } f_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) fy \quad (3.24)$$

- untuk  $\lambda_c > 1.5$ ,

$$\text{maka } f_{cr} = \left[ \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] fy \quad (3.25)$$

## **b. Kontrol perhitungan balok**

1). Kontrol penampang

Pelat sayap:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}; \quad \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}}; \quad \lambda_r = \frac{371}{\sqrt{fy - f_r}} \quad (3.26)$$

Pelat badan:

$$\lambda = \frac{h}{t_w}; \quad \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}}; \quad \lambda_r = \frac{2549}{\sqrt{fy}} \quad (3.27)$$

Penampang kompak:

$$\lambda \leq \lambda_p \quad (3.28)$$

$$M_n = M_p$$

Penampang tak kompak:

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$$

(3.29)

Penampang langsing:

$$\lambda_r \leq \lambda$$

$$M_n = M_r (\lambda_r / \lambda)^2 \quad (3.30)$$

Dimana:

$$M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$M_r = S_x (f_y - f_r)$$

2). Kontrol tekuk lateral

$M_u \leq \phi M_n$ ;  $L_b$  = jarak pengaku lateral

- Bentang pendek ( $L_b \leq L_p$ )

$$M_n = M_p \quad (3.31)$$

- Bentang menengah ( $L_p < L_b \leq L_r$ )

$$M_n = C_b \left[ M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right] \leq M_p \quad (3.32)$$

- Bentang panjang ( $L_b > L_r$ )

$$M_n = M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left[ \frac{\pi E}{L_b} \right]^2 I_y I_w} \leq M_p \quad (3.33)$$

3). Kontrol kuat geser

$$V_u \leq \phi V_n$$

- Jika  $\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$

$$\text{maka } V_n = 0.6 f_y A_w \quad (3.34)$$

- Jika  $1.10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} < 1.37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$

$$\text{maka } V_n = 0.6f_y A_w \left[ \frac{1.10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}}{\left( \frac{h}{t_w} \right)} \right] \quad (3.35)$$

- Jika  $1.37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \leq \frac{h}{t_w}$

$$\text{maka } V_n = \left( \frac{A_w 0.9 k_n E}{\left( \frac{h}{t_w} \right)^2} \right) \quad (3.36)$$

### c. *Bracing*

1). Kontrol kelangsingan batang tarik

$$\frac{L}{i_{\min}} \leq 240 \quad (3.37)$$

- Batas Leleh:

Berdasarkan SNI 1729-2002 pasal 10.1

$$\Phi P_n = 0.9 A_g f_y \quad (3.38)$$

$$P_u \leq \Phi P_n$$

- Batas Putus:

$$A_e = 0.75 A_g \quad (3.39)$$

$$\Phi P_n = 0.75 A_e f_u \quad (3.40)$$

$$P_u \leq \Phi P_n$$

- Kontrol Tekan

kontrol penampang profil berdasarkan SNI 1729-2002 Pasal 8.2.2 dan tabel 7.5-1.

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{D}{t} \\ \lambda_p &= \frac{9000}{f_y} \end{aligned} \right\} \lambda \leq \lambda_p \quad (3.41)$$

2). Kontrol kelangsingan batang tekan

$$\lambda = \frac{lk}{r} \leq 200 \quad (3.42)$$

$$\lambda = \frac{kc.L}{r} \quad (3.43)$$

Berdasarkan SNI 1729-2002 pasal 7.61 untuk mendapatkan parameter kelangsingan :

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (3.44)$$

- Untuk  $\lambda_c \leq 0,25$

$$\text{Maka } \omega = 1 \text{ (kolom pendek)} \quad (3.45)$$

- Untuk  $0,25 \leq \lambda_c \leq 1,2$

$$\text{Maka } \omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c} \quad (3.46)$$

- Untuk  $\lambda_c \geq 1,2$

$$\text{Maka } \omega = 1,25 \lambda_c^2 \text{ (kolom panjang)} \quad (3.47)$$

Dimana :

$\lambda_c$  : parameter kelangsingan kolom

$\omega$  : nilai tekuk

$$P_n = A_g f_{cr} = A_g (f_y / \omega) \quad (3.48)$$

$$P_u \leq \Phi P_n$$

#### d. Persamaan interaksi tekan – lentur

- Jika  $\frac{N_u}{\phi N_n} \geq 0.2$  maka:

$$\frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (3.49)$$

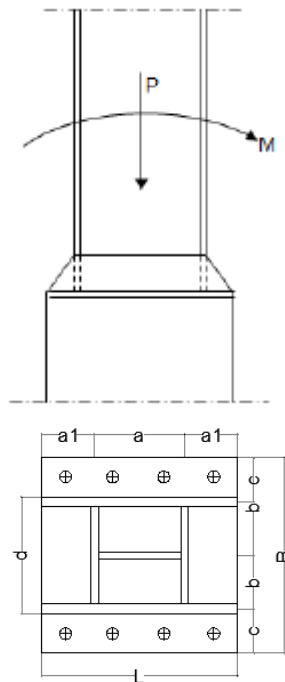
- $\frac{N_u}{\phi N_n} < 0.2$  maka:

$$\frac{N_u}{\phi N_n} + \left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (3.50)$$

### 3.3.8 Perencanaan *Base Plate*

Dari analisa struktur diperlukan perencanaan base plate untuk menghindari adanya kegagalan pada kolom. Dengan kata lain untuk menjaga agar kolom tetap kuat sehingga konsep *strong column weak beam* tetap terpenuhi.

- Data perencanaan



Panjang base plate (L) = 80 cm

Lebar base plate (B) = 80 cm

$\sigma_b'$  tekan = 75 kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_b'$  tarik = 7 kg/cm<sup>2</sup>

Momen yang bekerja (Mu)

Geser yang bekerja (Vu)

Aksial yang bekerja (Pu)

a = 400 mm

a1 = 200 mm

b = 200 mm

c = 200 mm

d = 400 mm

$\sigma$  pelat = 1600 kg/cm<sup>2</sup>

Dimensi kolom : HB 400x400x30x50

- Kontrol *base plate*

$f'_c$  beton = 25 Mpa

kekuatan nominal tumpu beton

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot A \quad (3.51)$$

$$A = B \times L \quad (3.52)$$

$$P_u \leq \phi P_n \quad (3.53)$$

$$P_u \leq 0,6 \cdot P_n$$



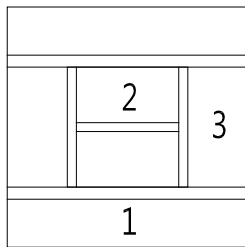
- Menghitung tegangan yang diterima beton

- Eksentrisitas

$$E = \frac{M_u}{P_u} \quad (3.54)$$

$$W = 1/6 B L^2 \quad (3.55)$$

$$E = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_u}{W} \quad (3.56)$$



- Menghitung momen yang terjadi

- Daerah 1

$$M = 1/2 q L^2 \quad (3.57)$$

- Daerah 2

$$\alpha_1 = 0,1 \quad \alpha_2 = 0,046$$

$$M_{2a} = \alpha_1 \cdot q \cdot b^2 \quad (3.58)$$

$$M_{2b} = \alpha_2 \cdot q \cdot b^2 \quad (3.59)$$

- Daerah 3

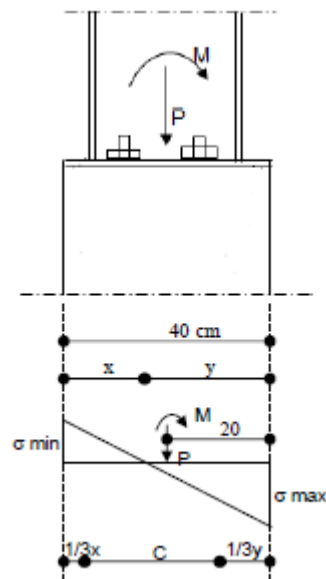
$$M_3 = 1/2 q a^2 \quad (3.60)$$

- Menghitung tebal pelat

$$\sigma = \frac{6M}{t^2} \quad (3.61)$$

$$t^2 = \sqrt{\frac{6M}{\sigma_{pelat}}} \quad (3.62)$$

- Menghitung diameter angkur



$$\frac{\sigma_{\min}}{x} = \frac{\sigma_{\max}}{B - x} \quad (3.63)$$

$$Y = B - x \quad (3.64)$$

$$1/3 x > S_{\min} = 1.5d = 1,5 (2 \times \text{tf})$$

$$R = B/2 - 1/3y \quad (3.65)$$

$$C = B - 1/3y - 1/3x \quad (3.66)$$

$$T = \frac{M_u - P_u r}{C} \quad (3.67)$$

- Kontrol diameter

- Leleh

$$T = \phi f_y A_g \quad \phi = 0,9 \quad (3.68)$$

$$A_{g\text{perlu}} = \frac{T}{\phi f_y} \quad (3.69)$$

- Putus

$$T = \phi 0,75 f_u A_g \quad \phi = 0,75 \quad (3.70)$$

$$A_{g\text{perlu}} = \frac{T}{\phi 0,75 f_u} \quad (3.71)$$

Direncanakan menggunakan baut angkur D20 ( $A = 3,14 \text{ cm}^2$ )

Jumlah baut angkur 1 sisi =  $A_{g\text{perlu}} / A$

### 3.3.9 Kontrol Simpangan Struktur

Untuk mengontrol simpangan antar lantai yang terjadi, SNI 1726-2012 pasal 7.8.6 telah membatasinya dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_c} \quad (3.72)$$

dimana:

- $C_d$  adalah faktor pembesaran defleksi dalam SNI 1726-2012 Tabel 9
- $\delta_{xe}$  adalah defleksi pada lokasi yang disyaratkan dan ditentukan dengan analisis elastik
- $I_e$  adalah faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan SNI 1726-2012 pasal 4.1.2

### 3.3.10 Analisis Nonlinier Statik Beban Dorong

Untuk mengevaluasi kondisi struktur saat mencapai kondisi pasca elastik, maka dilakukan analisis nonlinier statik beban dorong. Analisis nonlinier statik beban dorong menggunakan metode spektrum kapasitas untuk menentukan target perpindahannya.

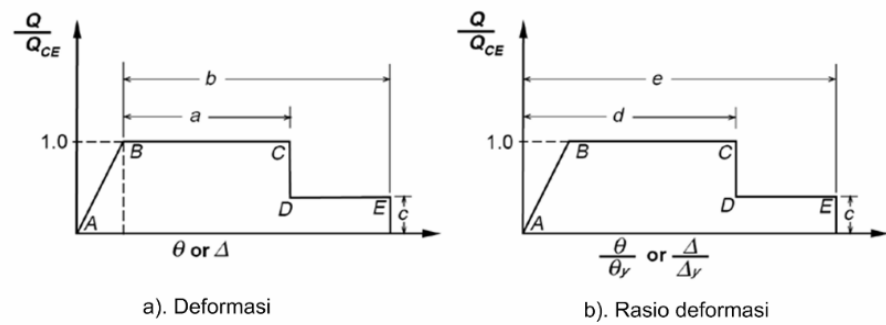
### 3.3.11 Evaluasi Kinerja Struktur

Perilaku struktur dalam kondisi pasca elastik akan dievaluasi tingkat kinerjanya sesuai FEMA 356. Selain itu akan dilihat juga mekanisme keruntuhan dari struktur serta daktilitasnya. Untuk daktilitas struktur diperoleh dengan menggunakan persamaan berikut:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (3.73)$$

dimana:

- $\mu_{\Delta}$  daktilitas struktur
- $\delta_u$  peralihan atap pada saat leleh pertama
- $\delta_y$  peralihan atap pada kondisi ultimit atau target peralihan



Gambar 3.20 Kurva Hubungan Beban dengan Perpindahan

Gambar 3.20 menunjukkan kurva hubungan beban dengan perpindahan yang menggambarkan kriteria penerimaan untuk suatu elemen struktur. Dimana parameter-parameter yang terdapat dalam Gambar 3.20 diambil sesuai dengan dokumen FEMA 356 (2000) dan dapat dilihat pada Tabel 3.7. Secara umum pemodelan sendi plastis berdasarkan FEMA 356 ini telah *built in* dalam program SAP2000, sehingga pemodelan sendi palstis untuk kolom menggunakan *default* PMM, untuk balok menggunakan *default* M3, untuk *truss chord* menggunakan *default* PM3 dan untuk *bracing* menggunakan *default* P.

Tabel 3.7 Parameter Pemodelan dan Kriteria Penerimaan untuk Analisis Nonlinier pada Komponen Struktur Baja

| Component/Action  | Modeling Parameters  |                   |                         | Acceptance Criteria             |                   |                   |                   |                   |
|---|--|-------------------|-------------------------|---------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
|   | Plastic Rotation Angle, Radians  |                   | Residual Strength Ratio | Plastic Rotation Angle, Radians |                   |                   |                   |                   |
|   |  |                   |                         | IO                              | Primary           |                   | Secondary         |                   |
|   |  |                   |                         |                                 | LS                | CP                | LS                | CP                |
|   | a  | b                 | c                       | IO                              | LS                | CP                | LS                | CP                |
| Beams—flexure   |  |                   |                         |                                 |                   |                   |                   |                   |
| a. $\frac{bf}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$<br>and<br>$\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$   | 9θ <sub>y</sub>  | 11θ <sub>y</sub>  | 0.6                     | 1θ <sub>y</sub>                 | 6θ <sub>y</sub>   | 8θ <sub>y</sub>   | 9θ <sub>y</sub>   | 11θ <sub>y</sub>  |
| b. $\frac{bf}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$<br>or<br>$\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$  | 4θ <sub>y</sub>  | 6θ <sub>y</sub>   | 0.2                     | 0.25θ <sub>y</sub>              | 2θ <sub>y</sub>   | 3θ <sub>y</sub>   | 3θ <sub>y</sub>   | 4θ <sub>y</sub>   |
| c. Other  | Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used |                   |                         |                                 |                   |                   |                   |                   |
| Columns—flexure <sup>2,7</sup>  |  |                   |                         |                                 |                   |                   |                   |                   |
| For P/P <sub>CL</sub> < 0.20  |  |                   |                         |                                 |                   |                   |                   |                   |
| a. $\frac{bf}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$<br>and<br>$\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$   | 9θ <sub>y</sub>  | 11θ <sub>y</sub>  | 0.6                     | 1θ <sub>y</sub>                 | 6θ <sub>y</sub>   | 8θ <sub>y</sub>   | 9θ <sub>y</sub>   | 11θ <sub>y</sub>  |
| b. $\frac{bf}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$<br>or<br>$\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$  | 4θ <sub>y</sub>  | 6θ <sub>y</sub>   | 0.2                     | 0.25θ <sub>y</sub>              | 2θ <sub>y</sub>   | 3θ <sub>y</sub>   | 3θ <sub>y</sub>   | 4θ <sub>y</sub>   |
| c. Other  | Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used |                   |                         |                                 |                   |                   |                   |                   |
| For 0.2 < P/P <sub>CL</sub> < 0.50  |  |                   |                         |                                 |                   |                   |                   |                   |
| a. $\frac{bf}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$<br>and<br>$\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$   | — <sup>3</sup>   | — <sup>4</sup>    | 0.2                     | 0.25θ <sub>y</sub>              | — <sup>5</sup>    | — <sup>3</sup>    | — <sup>6</sup>    | — <sup>4</sup>    |
| b. $\frac{bf}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$<br>or<br>$\frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$  | 1θ <sub>y</sub>  | 1.5θ <sub>y</sub> | 0.2                     | 0.25θ <sub>y</sub>              | 0.5θ <sub>y</sub> | 0.8θ <sub>y</sub> | 1.2θ <sub>y</sub> | 1.2θ <sub>y</sub> |
| c. Other  | Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used |                   |                         |                                 |                   |                   |                   |                   |
| 1. Values are for shear walls with stiffeners to prevent shear buckling.  |  |                   |                         |                                 |                   |                   |                   |                   |
| 2. Columns in moment or braced frames shall be permitted to be designed for the maximum force delivered by connecting members. For rectangular or square columns, replace b <sub>f</sub> /2t <sub>f</sub> with b/t, replace 52 with 110, and replace 65 with 190. |  |                   |                         |                                 |                   |                   |                   |                   |
| 3. Plastic rotation = 11 (1-1.7 P/P <sub>CL</sub> ) θ <sub>y</sub> .  |  |                   |                         |                                 |                   |                   |                   |                   |
| 4. Plastic rotation = 17 (1-1.7 P/P <sub>CL</sub> ) θ <sub>y</sub> .  |  |                   |                         |                                 |                   |                   |                   |                   |
| 5. Plastic rotation = 8 (1-1.7 P/P <sub>CL</sub> ) θ <sub>y</sub> .   |  |                   |                         |                                 |                   |                   |                   |                   |
| 6. Plastic rotation = 14 (1-1.7 P/P <sub>CL</sub> ) θ <sub>y</sub> .  |  |                   |                         |                                 |                   |                   |                   |                   |
| 7. Columns with P/P <sub>CL</sub> > 0.5 shall be considered force-controlled.   |  |                   |                         |                                 |                   |                   |                   |                   |

Tabel 3.8 Parameter Pemodelan dan Kriteria Penerimaan untuk Analisis Nonlinier pada Komponen Struktur Baja (Lanjutan)

| Component/Action  | Modeling Parameters                 |                  |                         | Acceptance Criteria |                 |                 |                  |                  |
|---|-------------------------------------|------------------|-------------------------|---------------------|-----------------|-----------------|------------------|------------------|
|   | Plastic Deformation                 |                  | Residual Strength Ratio | Plastic Deformation |                 |                 |                  |                  |
|   |                                     |                  |                         | IO                  | Primary         |                 | Secondary        |                  |
|   |                                     |                  |                         |                     | LS              | CP              | LS               | CP               |
| Braces in Compression (except EBF braces) <sup>1</sup>                  |                                     |                  |                         |                     |                 |                 |                  |                  |
| a. Double angles buckling in-plane                                      | 0.5Δ <sub>c</sub>                   | 9Δ <sub>c</sub>  | 0.2                     | 0.25Δ <sub>c</sub>  | 5Δ <sub>c</sub> | 7Δ <sub>c</sub> | 7Δ <sub>c</sub>  | 8Δ <sub>c</sub>  |
| b. Double angles buckling out-of-plane                                  | 0.5Δ <sub>c</sub>                   | 8Δ <sub>c</sub>  | 0.2                     | 0.25Δ <sub>c</sub>  | 4Δ <sub>c</sub> | 6Δ <sub>c</sub> | 6Δ <sub>c</sub>  | 7Δ <sub>c</sub>  |
| c. W or I shape   | 0.5Δ <sub>c</sub>                   | 8Δ <sub>c</sub>  | 0.2                     | 0.25Δ <sub>c</sub>  | 5Δ <sub>c</sub> | 7Δ <sub>c</sub> | 7Δ <sub>c</sub>  | 8Δ <sub>c</sub>  |
| d. Double channels buckling in-plane                                    | 0.5Δ <sub>c</sub>                   | 9Δ <sub>c</sub>  | 0.2                     | 0.25Δ <sub>c</sub>  | 5Δ <sub>c</sub> | 7Δ <sub>c</sub> | 7Δ <sub>c</sub>  | 8Δ <sub>c</sub>  |
| e. Double channels buckling out-of-plane                                | 0.5Δ <sub>c</sub>                   | 8Δ <sub>c</sub>  | 0.2                     | 0.25Δ <sub>c</sub>  | 4Δ <sub>c</sub> | 6Δ <sub>c</sub> | 6Δ <sub>c</sub>  | 7Δ <sub>c</sub>  |
| f. Concrete-filled tubes  | 0.5Δ <sub>c</sub>                   | 7Δ <sub>c</sub>  | 0.2                     | 0.25Δ <sub>c</sub>  | 4Δ <sub>c</sub> | 6Δ <sub>c</sub> | 6Δ <sub>c</sub>  | 7Δ <sub>c</sub>  |
| g. Rectangular cold-formed tubes  |                                     |                  |                         |                     |                 |                 |                  |                  |
| 1. $\frac{d}{t} \leq \frac{90}{\sqrt{F_y}}$                             | 0.5Δ <sub>c</sub>                   | 7Δ <sub>c</sub>  | 0.4                     | 0.25Δ <sub>c</sub>  | 4Δ <sub>c</sub> | 6Δ <sub>c</sub> | 6Δ <sub>c</sub>  | 7Δ <sub>c</sub>  |
| 2. $\frac{d}{t} \geq \frac{190}{\sqrt{F_y}}$                            | 0.5Δ <sub>c</sub>                   | 3Δ <sub>c</sub>  | 0.2                     | 0.25Δ <sub>c</sub>  | 1Δ <sub>c</sub> | 2Δ <sub>c</sub> | 2Δ <sub>c</sub>  | 3Δ <sub>c</sub>  |
| 3. $\frac{90}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{d}{t} \leq \frac{190}{\sqrt{F_y}}$ | Linear interpolation shall be used. |                  |                         |                     |                 |                 |                  |                  |
| h. Circular hollow tubes  |                                     |                  |                         |                     |                 |                 |                  |                  |
| 1. $\frac{d}{t} \leq \frac{1500}{F_y}$                                  | 0.5Δ <sub>c</sub>                   | 9Δ <sub>c</sub>  | 0.4                     | 0.25Δ <sub>c</sub>  | 4Δ <sub>c</sub> | 6Δ <sub>c</sub> | 5Δ <sub>c</sub>  | 8Δ <sub>c</sub>  |
| 2. $\frac{d}{t} \geq \frac{6000}{F_y}$                                  | 0.5Δ <sub>c</sub>                   | 3Δ <sub>c</sub>  | 0.2                     | 0.25Δ <sub>c</sub>  | 1Δ <sub>c</sub> | 2Δ <sub>c</sub> | 2Δ <sub>c</sub>  | 3Δ <sub>c</sub>  |
| 3. $\frac{1500}{F_y} \leq \frac{d}{t} \leq \frac{6000}{F_y}$            | Linear interpolation shall be used. |                  |                         |                     |                 |                 |                  |                  |
| Braces in Tension (except EBF braces) <sup>2</sup>                      | 11Δ <sub>T</sub>                    | 14Δ <sub>T</sub> | 0.8                     | 0.25Δ <sub>T</sub>  | 7Δ <sub>T</sub> | 9Δ <sub>T</sub> | 11Δ <sub>T</sub> | 13Δ <sub>T</sub> |
| Beams, Columns in Tension (except EBF beams, columns) <sup>2</sup>      | 5Δ <sub>T</sub>                     | 7Δ <sub>T</sub>  | 1.0                     | 0.25Δ <sub>T</sub>  | 3Δ <sub>T</sub> | 5Δ <sub>T</sub> | 6Δ <sub>T</sub>  | 7Δ <sub>T</sub>  |

1. Δ<sub>c</sub> is the axial deformation at expected buckling load.

2. Δ<sub>T</sub> is the axial deformation at expected tensile yielding load.

1. Δ<sub>c</sub> is the axial deformation at expected buckling load.  
2. Δ<sub>T</sub> is the axial deformation at expected tensile yielding load.

(Sumber: FEMA 356, 2000)

### 3.3.12 Kesimpulan

Setelah melakukan analisis secara mendalam pada kondisi inelastik untuk model STF1 hingga STF3, maka dilakukan perbandingan hasil analisis antar model STF. Dengan demikian maka dapat ditarik kesimpulan terkait pengaruh pengurangan besar dimensi balok (*reduced beam section*) pada perilaku *vierendeel* terhadap perilaku inelastik dari sistem struktur *staggered truss framing*

ketika diterapkan pada struktur gedung dengan variasi jumlah lantai akibat beban gempa dengan menggunakan analisis nonlinier statik beban dorong.

### **3.4 Jadwal Pengerjaan Tesis**

Untuk membantu proses pengerjaan Tesis selesai tepat pada waktunya, maka disusun jadwal pengerjaan Tesis seperti terlihat dalam Tabel 3.9.

Tabel 3.9 Jadwal Pengerjaan Tesis

| NO | URAIAN PEKERJAAN                              | Tahun 2016 |         |   |   |   |          |   |   |   |          |   |   |   |         |   |   | Tahun 2017 |  |  |  |
|----|---|------------|---------|---|---|---|----------|---|---|---|----------|---|---|---|---------|---|---|------------|--|--|--|
|    |   | September  | Oktober |   |   |   | November |   |   |   | Desember |   |   |   | Januari |   |   |            |  |  |  |
|    |   | 4          | 1       | 2 | 3 | 4 | 1        | 2 | 3 | 4 | 1        | 2 | 3 | 4 | 1       | 2 | 3 | 4          |  |  |  |
| 1  | Studi Literatur dan Pengerjaan Proposal Tesis |            |         |   |   |   |          |   |   |   |          |   |   |   |         |   |   |            |  |  |  |
| 2  | Sidang Proposal Tesis                         |            |         |   |   |   |          |   |   |   |          |   |   |   |         |   |   |            |  |  |  |
| 3  | Revisi Proposal Tesis                         |            |         |   |   |   |          |   |   |   |          |   |   |   |         |   |   |            |  |  |  |
| 4  | Analisis Reduced Beam Section (RBS)           |            |         |   |   |   |          |   |   |   |          |   |   |   |         |   |   |            |  |  |  |
| 5  | Analisis Kontrol Dimensi                      |            |         |   |   |   |          |   |   |   |          |   |   |   |         |   |   |            |  |  |  |
| 6  | Analisis & Evaluasi Model 1                   |            |         |   |   |   |          |   |   |   |          |   |   |   |         |   |   |            |  |  |  |
| 7  | Analisis & Evaluasi Model 2                   |            |         |   |   |   |          |   |   |   |          |   |   |   |         |   |   |            |  |  |  |
| 8  | Analisis & Evaluasi Model 3                   |            |         |   |   |   |          |   |   |   |          |   |   |   |         |   |   |            |  |  |  |
| 9  | Perbandingan Hasil Evaluasi Semua Model       |            |         |   |   |   |          |   |   |   |          |   |   |   |         |   |   |            |  |  |  |
| 10 | Kesimpulan                                    |            |         |   |   |   |          |   |   |   |          |   |   |   |         |   |   |            |  |  |  |
| 11 | Sidang Tesis                                  |            |         |   |   |   |          |   |   |   |          |   |   |   |         |   |   |            |  |  |  |
| 12 | Revisi Tesis                                  |            |         |   |   |   |          |   |   |   |          |   |   |   |         |   |   |            |  |  |  |



*”Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## BAB 4

### ANALISA *REDUCED BEAM SECTION* (RBS)

#### 4.1 Prosedur Desain *Reduced Beam Section* (RBS)

Dalam penggunaan RBS, ada beberapa batasan untuk mendapatkan sendi plastis yang harus diterapkan berdasarkan penelitian yang telah berhasil dilakukan oleh SAC, AISC, dan FEMA, yaitu :

- Rasio  $L/d$  harus lebih besar 5
- Pengurangan sayap tidak lebih dari 50%
- Hanya berlaku untuk profil WF atau H
- Jarak dari muka kolom ke area balok yang direduksi pada kedua sisi balok harus sama atau simetris
- Untuk perlemahan, sendi plastis dapat diasumsikan terjadi di pertengahan panjang radius pengurangan sayap

Pada pengerjaan tesis ini menggunakan batasan karakteristik geometri balok *Reduced Beam Section* yang ada pada FEMA 350 [1] / 351 [12] seperti pada tabel 4.1 berikut :

Tabel 4.1 Batasan geometri RBS (FEMA 350 [1] / 351 [12])

| FEMA 350 [1] / 351 [12] |
|-------------------------|
| $a = 0.50 - 0.75 b_f$   |
| $b = 0.65 - 0.85 d_b$   |
| $c \leq 0.25 b_f$       |
| $s = a + b/2$           |
| $r = (4c^2 + b^2) / 8c$ |

#### 4.2 Desain Balok RBS Radius Cut

Elemen struktur yang akan didisain RBS adalah elemen vierendeel di setiap bagian tipe struktur. Elemen vierendeel adalah elemen WF 300x200x8x12.

#### 4.2.1 Perhitungan Desain Balok RBS Radius Cut

Berdasarkan batasan dari FEMA 350 [1] / 351 [12], maka pada tesis ini akan menggunakan batasan paling maksimal yaitu pengurangan sayap sebesar 50%, dengan perhitungan sebagai berikut :

##### a. Balok WF 300x200x8x12

Karakteristik profil adalah :

|         |       |               |         |           |               |
|---------|-------|---------------|---------|-----------|---------------|
| $d_b =$ | 294   | Mm            | $I_x =$ | 113000000 | $\text{mm}^4$ |
| $b_f =$ | 200   | mm            | $I_y =$ | 16000000  | $\text{mm}^4$ |
| $t_w =$ | 8     | mm            | $i_x =$ | 12.5      | mm            |
| $t_f =$ | 12    | mm            | $i_y =$ | 4.71      | mm            |
| $r =$   | 18    | mm            | $Z_x =$ | 823000    | $\text{mm}^3$ |
| $A =$   | 72.38 | $\text{cm}^2$ |         |           |               |
| $W =$   | 56.8  | kg/m          |         |           |               |

Dengan reduksi sayap sebesar 50%, maka digunakan persyaratan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} a &= 75\% \cdot b_f \\ &= 0.75 \cdot 200 \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 85\% \cdot d_b \\ &= 0.85 \cdot 294 \\ &= 249.9 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= 25\% \cdot b_f \\ &= 0.25 \cdot 200 \\ &= 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= a + b/2 \\ &= 150 + 249.9/2 \\ &= 274.95 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 r &= (4c^2 + b^2) / 8c \\
 &= (4 \cdot 50^2 + 249.9^2) / 8 \cdot 50 \\
 &= 181,12 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

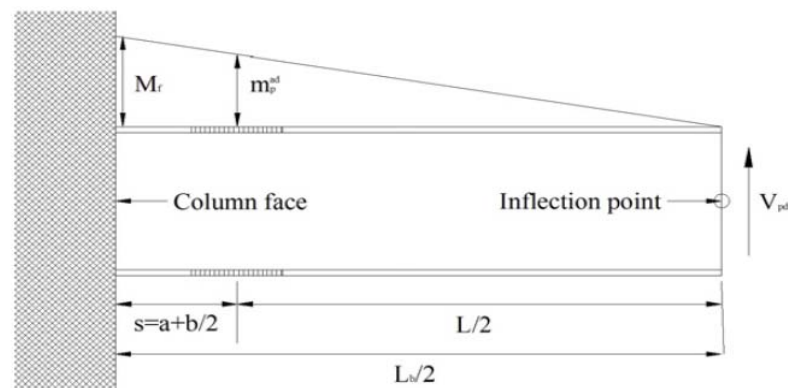
$$\begin{aligned}
 \text{Maka } b_{f \text{ RBS}} &= b_f - 2c \\
 &= 200 - 2 \cdot 50 \\
 &= 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dengan rumus (2.8) pada bab sebelumnya, maka diketahui :

$$\begin{aligned}
 Z_{\text{RBS}} &= 2 (t_w (1/2 \cdot d_b - t_f)^2 \cdot 1/2 + t_f \cdot b_{f \text{ RBS}} \cdot (1/2 \cdot d_b - 1/2 \cdot t_f)) \\
 &= 484200 \text{ mm}^3 \\
 &= 484.2 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

#### 4.2.2 Perhitungan Kapasitas Balok Reduced Beam Section

Perhitungan kapasitas balok RBS ini berdasarkan FEMA-350, dengan model penelitian dan profil momen seismic dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut :



Gambar 4.1 Model penelitian dan profil momen seismic

Dari model penelitian tersebut maka dapat diketahui bahwa  $L_b/2$  (panjang setengah balok) sebesar 1900 mm. Dengan menggunakan data-data properti yang digunakan oleh D.T Pachoumis et al. (2009) maka diketahui :

$$E = 207000 \text{ N/mm}^2 = 2070000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 250 \text{ N/mm}^2 = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 410 \text{ N/mm}^2 = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_b/2 = 1900 \text{ mm} = 190 \text{ cm}$$

$$d_c = 300 \text{ mm} = 30 \text{ cm}$$

Dari gambar profil momen seismic, maka berdasar FEMA-350 dapat diketahui :

$$M_p^{act} = 1.1 \cdot R_y \cdot f_y \cdot Z_{RBS} \quad \dots(4.1)$$

$$M_{p \text{ beam}} = 1.1 \cdot R_y \cdot f_y \cdot Z_{beam} \quad \dots(4.2)$$

$$V_{pd} = \frac{M_p^{act}}{L/2} \quad \dots(4.3)$$

$$M_f = V_{pd} \cdot (L_b/2) < M_{p \text{ beam}} \quad \dots(4.4)$$

Dimana :

$R_y$  = Rasio tegangan leleh yang diinginkan dengan  $f_y$ , 1.1 (FEMA-350 2.6.2)

$L_b/2$  = Panjang setengah balok

$L/2$  =  $L_b/2 - s$ , dimana  $s$  adalah jarak sendi plastis ke muka kolom

Berikut perhitungan kapasitas momen dari balok RBS :

Dari perhitungan desain Reduced Beam Section balok vierendeel diketahui :

$$Z_{beam} = 823 \text{ cm}^3$$

$$Z_{RBS} = 484.2 \text{ cm}^3$$

$$s = 274.95 \text{ mm} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} L/2 &= L_b/2 - s \\ &= 190 - 27.5 \\ &= 162.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

Momen nominal pada sendi plastis (RBS) :

$$\begin{aligned} M_p^{act} &= 1.1 \cdot R_y \cdot f_y \cdot Z_{RBS} \\ &= 1.1 \cdot 1.1 \cdot 2500 \cdot 484.2 \\ &= 1464705 \text{ kg} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

Momen nominal balok :

$$\begin{aligned} M_{p \text{ beam}} &= 1.1 \cdot R_y \cdot f_y \cdot Z_{beam} \\ &= 1.1 \cdot 1.1 \cdot 2500 \cdot 823 \\ &= 2489575 \text{ kg} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

Gaya geser pada muka kolom :

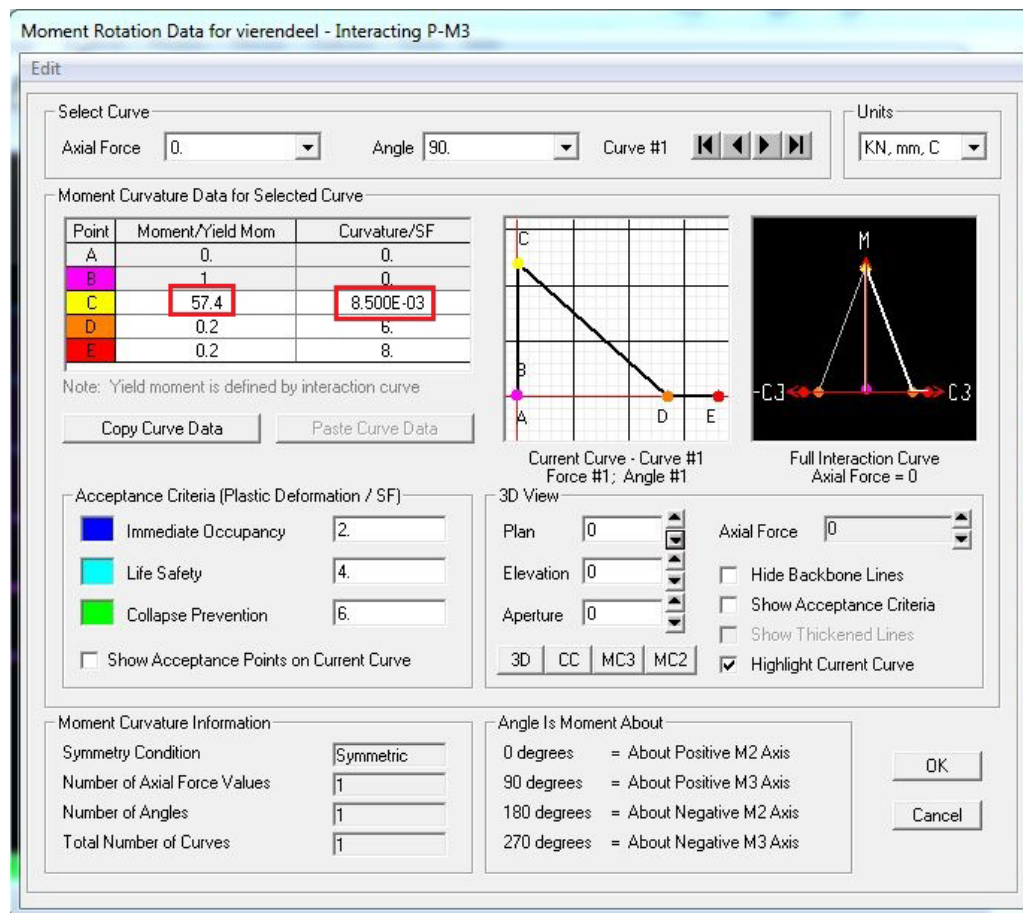
$$\begin{aligned} V_{pd} &= \frac{M_p^{act}}{L/2} \\ &= \frac{1464705}{162.5} \\ &= 9013.57 \text{ kg} \end{aligned}$$

Momen yang terjadi pada muka kolom :

$$\begin{aligned} M_f &= V_{pd} \cdot (L_b/2) \\ &= 9013.57 \cdot 190 \\ &= 1712578.15 \text{ kg} \cdot \text{cm} < M_{p \text{ beam}} \end{aligned}$$

#### 4.3 Pemodelan *Hinges Properties* Elemen *Vierendeel*

Sesuai dengan subbab 3.3.4. yaitu tentang pemodelan RBS pada elemen *vierendeel*, langkah selanjutnya adalah menentukan komponen *hinges properties* atau sendi platis yang nantinya akan digunakan pada saat analisa *nonlinier pushover*. dari Gambar 3.17 didapatkan nilai kurfatur X pada saat leleh pertama = 0.0085 1/m dan momen kurfatur pada saat leleh pertama = 109 kN-m. Kedua nilai tersebut dimasukkan ke dalam komponen *define hinges properties* pada SAP2000, seperti terlihat pada Gambar 4.2. Elemen *vierendeel* (arah U-S) diasumsikan sebagai elemen balok dimana ditentukan tipe sendi plastisnya adalah untuk arah momen PM3.



Gambar 4.2 *Hinges Properties* Elemen *Vierendeel* (PM3)

Selain pada RBS dilakukan juga pada elemen *spandrel beam* pada arah longitudinal (arah B-T). Hal ini dilakukan agar didapatkan perilaku yang tidak timpang antar kedua sistem struktur. Pada arah B-T tipe sendi plastis yang digunakan adalah tipe M3. Dapat dilihat pada Gambar 4.3 yang menunjukkan langkah modifikasi sendi plastis pada arah B-T, dimana nilai kurvatur dan momen kurvatur dimasukkan.

Frame Hinge Property Data for VIERENDEEL - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

| Point | Moment/SF | Curvature/SF |
|-------|-----------|--------------|
| E     | -0.2      | -8           |
| D-    | -0.2      | -6           |
| C-    | -1.25     | -6           |
| B-    | -1        | 0            |
| A     | 0         | 0            |
| B     | 1         | 0            |
| C     | 1.25      | 6            |
| D     | 0.2       | 6            |
| E     | 0.2       | 8            |

☒ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

☐ Use Yield Moment    Moment SF

☐ Use Yield Curvature    Curvature  (Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

☒ Immediate Occupancy    Positive     Negative

☐ Life Safety    Positive     Negative

☐ Collapse Prevention    Positive     Negative

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Type

☐ Moment - Rotation

☒ Moment - Curvature

Hinge Length

☒ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Gambar 4.3 Hinges Properties Elemen Spandrel Beam (M3)



*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB 5**

### **PEMODELAN DAN PERENCANAAN STRUKTUR**

#### **5.1 Respon Spektrum Desain Berdasarkan SNI 1726-2012**

Berdasarkan SNI 1726-2012, respon spektrum gempa rencana harus dibuat terlebih dahulu sesuai dengan lokasi yang diinginkan. Sesuai Gambar 3.2 dan Gambar 3.3, diperoleh percepatan batuan dasar untuk kota Yogyakarta adalah  $S_s = 1.212$  dan  $S_1 = 0.444$ . Sedangkan untuk klasifikasi situs tergolong kelas situs SC yang dipilih berdasarkan jenis tanah dan dapat dilihat pada Tabel 3.1.

##### **5.1.1 Penentuan koefisien situs $F_a$ dan $F_v$**

Koefisien situs  $F_a$  ditentukan berdasarkan nilai  $S_s$  dan kelas situs yang telah ditentukan sebelumnya. Dari Tabel 3.2 diperoleh nilai koefisien situs  $F_a$  adalah 1. Sedangkan koefisien situs  $F_v$  ditentukan berdasarkan parameter  $S_1$  dan kelas situs yang telah ditentukan sebelumnya. Dari Tabel 3.3 diperoleh nilai koefisien situs  $F_v$  adalah 1.356.

##### **5.1.2 Perhitungan nilai $S_{MS}$ dan $S_{M1}$**

Nilai  $S_{MS}$  dan  $S_{M1}$  dihitung dengan menggunakan persamaan (3.1) dan persamaan (3.2). Perhitungannya adalah sebagai berikut:

$$S_{MS} = 1 \times 1.212 = 1.212$$

$$S_{M1} = 1.356 \times 0.444 = 0.602$$

##### **5.1.3 Perhitungan nilai $S_{DS}$ dan $S_{D1}$**

Nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  dihitung dengan menggunakan persamaan (3.3) dan persamaan (3.4). Perhitungannya adalah sebagai berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times 1.212 = 0.808$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times 0.602 = 0.402$$

#### 5.1.4 Perhitungan nilai $T_0$ dan $T_s$

Nilai  $T_0$  dan  $T_s$  dihitung dengan menggunakan persamaan (3.3) dan persamaan (3.4). Perhitungannya adalah sebagai berikut:

$$T_0 = 0.2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.2 \times \frac{0.402}{0.808} = 0.099$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.402}{0.808} = 0.497$$

#### 5.1.5 Perhitungan nilai $S_a$

Untuk  $T < T_0$ , nilai  $S_a$  dihitung sesuai persamaan (3.7). Maka, bila  $T = 0$  diperoleh:

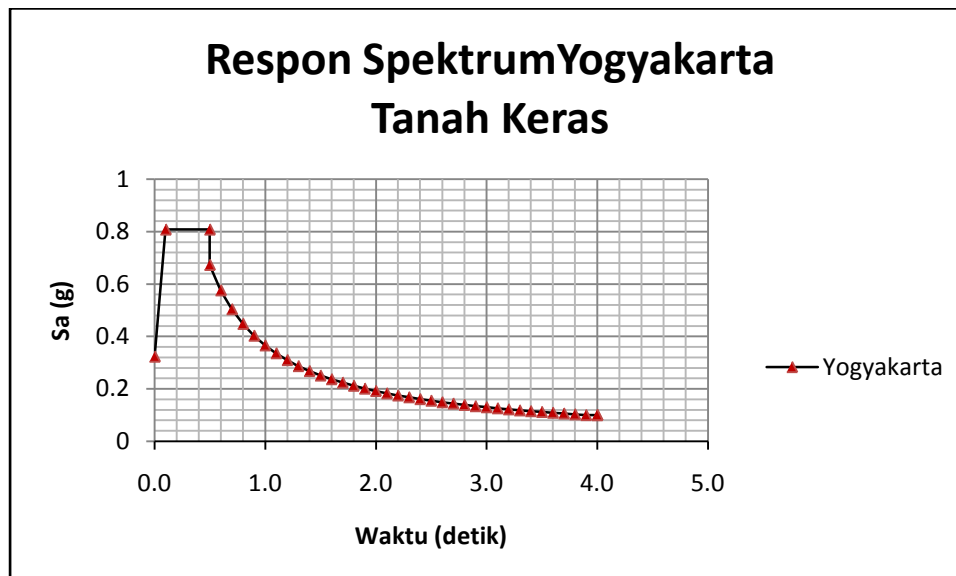
$$S_a = 0.808 \times \left( 0.4 + 0.6 \cdot \frac{0}{T_0} \right) = 0.323$$

Untuk  $T_0 \leq T \leq T_s$ , nilai  $S_a$  sama dengan  $S_{DS}$ . Maka, bila  $T = 0.099$  detik dan  $T = 0.497$  detik diperoleh nilai  $S_a = 0.808$ .

Untuk  $T > T_s$ , nilai  $S_a$  dihitung sesuai persamaan (3.8).

#### 5.1.6 Respon spektrum Kota Yogyakarta

Dengan demikian maka diperoleh respon spektrum desain untuk Kota Yogyakarta yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut ini.



Gambar 5.1 Respon Spektrum Desain Kota Yogyakarta sesuai SNI 1726-2012

## 5.2 Pemodelan Struktur Staggered Truss Framing (STF)

Pemodelan gedung dengan menggunakan sistem struktur *staggered truss framing* yang akan diteliti berjumlah tiga buah, yaitu model dengan kode STF1 hingga STF3. Dimana setiap model memiliki jumlah lantai yang berbeda. Sedangkan panjang *vierendeel panel* dan jarak antar *vertical truss* sama, sehingga variabel bebas dalam penelitian ini berupa rasio perbedaan jumlah lantai gedung.

Dalam penelitian ini gedung STF yang dimodelkan tersebut didesain dengan konsep *force based*, dimana setelah gedung dimodelkan terlebih dahulu akan dilakukan kontrol penampang elemen -elemen gedung berdasarkan gaya dalam yang terjadi. Setelah itu akan dilanjutkan dengan analisis model gedung STF dalam kondisi nonlinier sehingga akan diketahui perilaku gedung hingga mencapai kondisi menjelang keruntuhannya.

### 5.2.1 Data - data teknis gedung

Data-data teknis berikut yang terkait dalam perencanaan dan analisa gedung STF pada penelitian ini adalah sama untuk semua model STF.

|                               |  |
|-------------------------------|--|
| ✚ Fungsi bangunan             | : perkantoran  |
| ✚ Faktor keutamaan (I)        | : 1  |
| ✚ Lebar bangunan              | : 18 meter   |
| ✚ Panjang bangunan            | : 42 meter   |
| ✚ Tinggi total bangunan       | : 14 meter (4 lantai)<br>21 meter (6 lantai)<br>35 meter (10 lantai) |
| ✚ Mutu baja profil            | : BJ41 ( $f_y = 250$ MPa; $f_u = 410$ MPa)                           |
| ✚ Mutu beton                  | : $f_c' = 35$ MPa  |
| ✚ Pelat atap                  | : <i>Hollow core slab</i> (HCS) tebal 200 mm                         |
| ✚ Pelat lantai                | : <i>Hollow core slab</i> (HCS) tebal 200 mm                         |
| ✚ Profil yang digunakan       |  |
| ▪ <i>Column</i>               | : WF 400x400x45x70   |
| ▪ <i>Spandrel beam</i> lantai | : WF 300x200x8x12  |
| ▪ <i>Truss chord</i>          | : WF 300x200x8x12  |
| ▪ <i>Vierendeel panel</i>     | : WF 300x200x8x12  |

- *Truss diagonal* : HSS 200x200x12
- *Truss hanger* : HSS 200x200x12
- *Truss knee brace* : HSS 200x200x12
- *Truss post* : HSS 200x200x12
- *Truss vertical* : HSS 200x200x12

Denah gedung STF yang dimodelkan dapat dilihat pada Gambar 3.4 sampai dengan Gambar 3.7, dimana untuk arah melintang gedung (selanjutnya dalam tesis ini disebut sebagai arah Utara-Selatan) menggunakan sistem *staggered truss framing* (STF). Sedangkan pemodelan arah memanjang gedung (selanjutnya dalam tesis ini disebut sebagai arah Barat-Timur) menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus / *special moment resisting frame* (SMRF).

Sistem struktur STF ini diaplikasikan penggunaannya pada daerah rawan gempa, khususnya di Kota Yogyakarta dengan jenis tanah keras. Pemodelan sistem struktur STF pada arah U-S menggunakan nilai faktor reduksi gempa ( $R$ ) sebesar 7. Sedangkan sistem struktur SMRF pada arah B-T menggunakan nilai faktor reduksi gempa ( $R$ ) sebesar 8.

### 5.2.2 Pembebanan

Beban - beban yang bekerja pada gedung ini meliputi beban mati, beban hidup dan beban gempa. Nilai beban-beban tersebut yang bekerja pada semua model gedung STF adalah sama. Perhitungan mengenai beban - beban yang bekerja adalah sebagai berikut:

#### **Beban mati**

Perhitungan beban mati diambil berdasarkan ketentuan dalam SNI 03-1727-1989 tentang tata cara pembebanan untuk rumah dan gedung.

#### **Berat sendiri**

Berat sendiri yang meliputi berat pelat atap/lantai dan berat profil baja sudah secara otomatis dihitung oleh program bantu SAP2000, dimana untuk berat jenis beton sebesar  $24 \text{ kN/m}^3$  dan berat profil baja sebesar  $78.5 \text{ kN/m}^3$ .

### **Pada pelat atap**

Beban mati tambahan pada pelat atap diuraikan sebagai berikut:

- Adukan semen (1cm) :  $0.21 \text{ kN/m}^2$
- Water proofing :  $0.14 \text{ kN/m}^2$
- Plafond :  $0.11 \text{ kN/m}^2$
- Penggantung plafond :  $0.068 \text{ kN/m}^2$

### **Pada pelat lantai**

Beban mati tambahan pada pelat lantai diuraikan sebagai berikut:

- Adukan semen (2cm) :  $0.42 \text{ kN/m}^2$
- Keramik :  $0.11 \text{ kN/m}^2$
- Plafond :  $0.11 \text{ kN/m}^2$
- Penggantung plafond :  $0.068 \text{ kN/m}^2$

### **Dinding**

Dinding direncanakan menggunakan bata ringan, sehingga berat dari dinding ini diambil sesuai dengan data yang diberikan oleh produsen bata ringan dalam brosurinya. Dinding gedung ini menggunakan bata ringan produksi Citicon dengan berat jenis sebesar  $600 \text{ kg/m}^3$ .

### **Beban hidup**

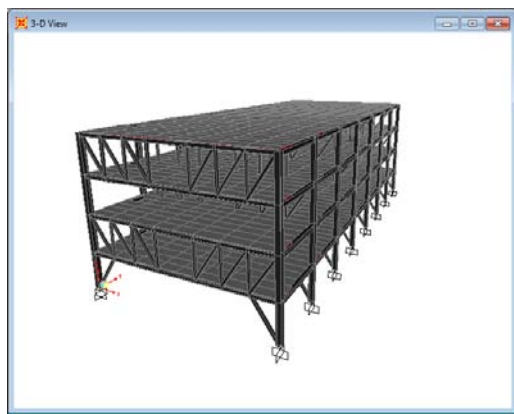
Nilai beban hidup yang dipakai diambil berdasarkan ketentuan dalam SNI 03-1727-1989 tentang tata cara pembebanan untuk rumah dan gedung. Nilai beban hidup untuk pelat atap sebesar  $1 \text{ kN/m}^2$ , sedangkan beban hidup untuk pelat lantai sebesar  $2.4 \text{ kN/m}^2$ .

### **Beban gempa**

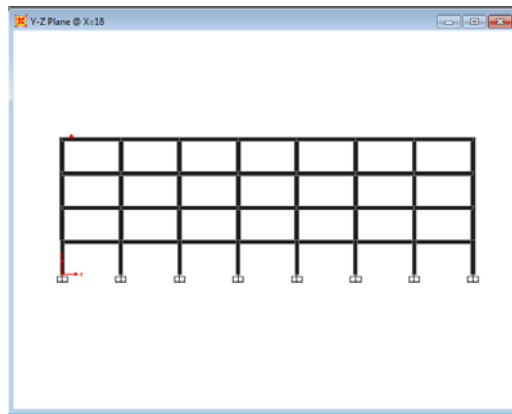
Beban gempa direncanakan sesuai SNI 1726-2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung. Respon spektrum desain untuk Kota Yogyakarta yang digunakan telah dijelaskan pada subbab 5.1.

### 5.2.3 Pemodelan gedung STF1

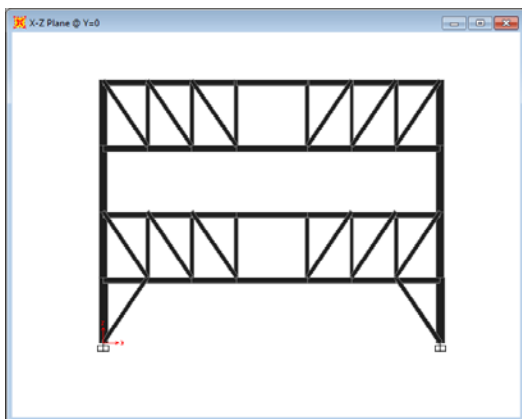
Pemodelan struktur gedung STF1 ini dimodelkan dalam bentuk tiga dimensi seperti terlihat pada Gambar 5.2 (a). Pada arah melintang gedung (arah U-S), bentuk portal *staggered truss* yang digunakan untuk as ganjil terlihat pada Gambar 5.2 (c), sedangkan untuk portal yang digunakan untuk as genap terlihat pada Gambar 5.2 (d). Gambar 5.2 (b) menunjukkan sistem rangka pemikul momen khusus yang digunakan pada arah memanjang gedung (arah B-T). Untuk model gedung STF1, rasio perbandingan lebar *vierendeel panel* dan jarak antar *vertical truss* adalah  $3.8 \text{ m} : 2.367 \text{ m} = 1.6$ .



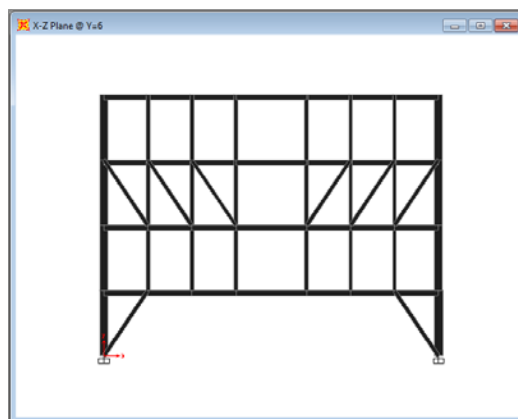
(a)



(b)



(c)



(d)

Gambar 5.2 Pemodelan Gedung STF1

#### a. Perhitungan berat tiap lantai untuk gedung STF1

Berat tiap lantai untuk gedung STF1 ini dihitung berdasarkan beban-beban yang telah diuraikan pada subbab 5.3.2 yang mengacu pada SNI 03-1727-1989. Tabel 5.1 merangkum perhitungan berat untuk lantai 2, sedangkan Tabel 5.2 menunjukkan perhitungan berat untuk masing-masing lantai 3 hingga lantai 4 dan Tabel 5.3 merangkum perhitungan berat untuk atap gedung.

Tabel 5.1 Perhitungan Berat Lantai 2 untuk Gedung STF1

| No.              | Elemen               | Profil Elemen | Berat Jenis |                   | Dimensi (m) |     | Jumlah Elemen | Berat Total per elemen (kg) |
|------------------|----------------------|---------------|-------------|-------------------|-------------|-----|---------------|-----------------------------|
|                  |                      |               |             |                   | p           | l   |               |                             |
| 1                | Kolom                | WF400x45x70   | 605         | kg/m'             | 3.5         | -   | 16            | 33880                       |
| 2                | Truss Chord          | WF300x200     | 56.8        | kg/m'             | 14.2        | -   | 8             | 6452.48                     |
| 3                | Vierendeel Panel     | WF300x200     | 56.8        | kg/m'             | 3.8         | -   | 8             | 1726.72                     |
| 4                | Truss Diagonal       | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 5                | Truss Vertikal       | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 6                | Truss Hanger         | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 7                | Truss Post           | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 8                | Truss Knee Braces    | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 4.225       | -   | 16            | 4591.392                    |
| 9                | Spandrel Beam Lantai | WF 300x200    | 56.8        | kg/m'             | 42          | -   | 2             | 4771.2                      |
| 10               | Dinding              | Bata Ringan   | 60          | kg/m <sup>2</sup> | 138         | 3.5 | 1             | 28980                       |
| 11               | Pelat                | HCS200        | 265         | kg/m <sup>2</sup> | 42          | 18  | 1             | 200340                      |
| 12               | Super Dead Load      | -             | 70.8        | kg/m <sup>2</sup> | 42          | 18  | 1             | 53524.8                     |
| 13               | Live Load            | -             | 250         | kg/m <sup>2</sup> | 42          | 18  | 0.3           | 56700                       |
| Berat Total (kg) |                      |               |             |                   |             |     |               | 390966.6                    |
| Berat Total (kN) |                      |               |             |                   |             |     |               | 3909.67                     |

Tabel 5.2 Perhitungan Berat Lantai 3 hingga Lantai 4 untuk Gedung STF1

| No. | Elemen           | Profil Elemen | Berat Jenis |       | Dimensi (m) |   | Jumlah Elemen | Berat Total per elemen (kg) |
|-----|------------------|---------------|-------------|-------|-------------|---|---------------|-----------------------------|
|     |                  |               |             |       | p           | l |               |                             |
| 1   | Kolom            | WF400x30x50   | 605         | kg/m' | 3.5         | - | 16            | 33880                       |
| 2   | Truss Chord      | WF300x200     | 56.8        | kg/m' | 14.2        | - | 8             | 6452.48                     |
| 3   | Vierendeel Panel | WF300x200     | 56.8        | kg/m' | 3.8         | - | 8             | 1726.72                     |
| 4   | Truss Diagonal   | HSS200        | 67.92       | kg/m' | 4.225       | - | 24            | 6887.088                    |



Lanjutan Tabel 5.3 Perhitungan Berat Lantai 3 hingga Lantai 4 untuk Gedung STF1

|                         |                      |             |       |                   |     |     |     |                |
|-------------------------|----------------------|-------------|-------|-------------------|-----|-----|-----|----------------|
| 5                       | Truss Vertikal       | HSS200      | 67.92 | kg/m'             | 3.5 | -   | 24  | 5705.28        |
| 6                       | Truss Hanger         | HSS200      | 67.92 | kg/m'             | 3.5 | -   | 24  | 5705.28        |
| 7                       | Truss Post           | HSS200      | 67.92 | kg/m'             | 0   | -   | 0   | 0              |
| 8                       | Truss Knee Braces    | HSS200      | 67.92 | kg/m'             | 0   | -   | 0   | 0              |
| 9                       | Spandrel Beam Lantai | WF 300x200  | 56.8  | kg/m'             | 42  | -   | 2   | 4771.2         |
| 10                      | Dinding              | Bata Ringan | 60    | kg/m <sup>2</sup> | 167 | 3.5 | 1   | 35070          |
| 11                      | Pelat                | HCS200      | 265   | kg/m <sup>2</sup> | 42  | 18  | 1   | 200340         |
| 12                      | Super Dead Load      | -           | 70.8  | kg/m <sup>2</sup> | 42  | 18  | 1   | 53524.8        |
| 13                      | Live Load            | -           | 250   | kg/m <sup>2</sup> | 42  | 18  | 0.3 | 56700          |
| <i>Berat Total (kg)</i> |                      |             |       |                   |     |     |     | 410762.8       |
| <i>Berat Total (kN)</i> |                      |             |       |                   |     |     |     | <b>4107.63</b> |

Tabel 5.4 Perhitungan Berat Lantai Atap untuk Gedung STF1

| No.                     | Elemen               | Profil Elemen | Berat Jenis |                   | Dimensi (m) |     | Jumlah Elemen | Berat Total per elemen (kg) |
|-------------------------|----------------------|---------------|-------------|-------------------|-------------|-----|---------------|-----------------------------|
|                         |                      |               |             |                   | p           | l   |               |                             |
| 1                       | Kolom                | WF400x30x50   | 605         | kg/m'             | 3.5         | -   | 16            | 33880                       |
| 2                       | Truss Chord          | WF300x200     | 56.8        | kg/m'             | 14.2        | -   | 8             | 6452.48                     |
| 3                       | Vierendeel Panel     | WF300x200     | 56.8        | kg/m'             | 3.8         | -   | 8             | 1726.72                     |
| 4                       | Truss Diagonal       | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 4.225       | -   | 24            | 6887.088                    |
| 5                       | Truss Vertikal       | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 3.5         | -   | 24            | 5705.28                     |
| 6                       | Truss Hanger         | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 3.5         | -   | 24            | 5705.28                     |
| 7                       | Truss Post           | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 8                       | Truss Knee Braces    | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 9                       | Spandrel Beam Lantai | WF 300x200    | 56.8        | kg/m'             | 42          | -   | 2             | 4771.2                      |
| 10                      | Dinding              | Bata Ringan   | 60          | kg/m <sup>2</sup> | 167         | 3.5 | 1             | 35070                       |
| 11                      | Pelat                | HCS200        | 265         | kg/m <sup>2</sup> | 42          | 18  | 1             | 200340                      |
| 12                      | Super Dead Load      | -             | 70.8        | kg/m <sup>2</sup> | 42          | 18  | 1             | 53524.8                     |
| 13                      | Live Load            | -             | 250         | kg/m <sup>2</sup> | 42          | 18  | 0.3           | 56700                       |
| <i>Berat Total (kg)</i> |                      |               |             |                   |             |     |               | 410762.8                    |
| <i>Berat Total (kN)</i> |                      |               |             |                   |             |     |               | <b>4107.63</b>              |

### b. Perhitungan gaya lateral statik ekivalen untuk gedung STF1

Perhitungan beban lateral statik ekivalen ini dilakukan berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.8.3, dimana gaya geser nominalnya diperoleh dengan persamaan:

$$V = C_s \cdot W_t \quad (5.1)$$

Dari hasil analisa modal dengan SAP2000 untuk gedung STF1 diperoleh:

$$T_{BT \text{ (SMRF)}} = 0.795 \text{ detik}$$

$$T_{US \text{ (STF)}} = 0.370 \text{ detik}$$

Penentuan nilai  $C_s$  dihitung mengikuti persamaan - persamaan sebagai berikut:

#### 1. $C_s$ maksimum

$$C_s \text{ maks} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (5.2)$$

$$C_s \text{ maks}_{(BT)} = \frac{0.808}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.101$$

$$C_s \text{ maks}_{(US)} = \frac{0.808}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0.115$$

#### 2. $C_s$ hitungan

$$C_s \text{ hitungan} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I}\right)} \quad (5.3)$$

$$C_s \text{ hitungan}_{(BT)} = \frac{0.402}{0.795 \times \left(\frac{8}{1}\right)} = 0.063$$

$$C_s \text{ hitungan}_{(US)} = \frac{0.402}{0.370 \times \left(\frac{7}{1}\right)} = 0.155$$

#### 3. $C_s$ minimum

$$C_s \text{ minimum} = 0.044 \cdot S_{DS} \cdot I \geq 0.01 \quad (5.4)$$

$$C_s \text{ minimum}_{(BT)} = 0.044 \times 0.808 \times 1 = 0.0355$$

$$C_s \text{ minimum}_{(US)} = 0.044 \times 0.808 \times 1 = 0.0355$$

Berdasarkan perhitungan diatas, terlihat bahwa untuk arah B-T  $C_{shitungan}$  berada diantara  $C_{maks}$  dan  $C_{min}$  sehingga  $C_{s(BT)}$  bernilai 0.063. Sedangkan untuk arah U-S terlihat bahwa  $C_{shitungan}$  lebih besar dari  $C_{maks}$  sehingga  $C_{s(US)}$  bernilai 0.115.

Nilai periode fundamental (T) memiliki nilai batas minimum dan maksimum yang dihitung sesuai persamaan - persamaan sebagai berikut:

1. T minimum:

$$T_{min} = C_r \cdot h_n^x \quad (5.5)$$

$$T_{min(BT)} = 0.0724 \times 14^{0.8} = 0.5979 \text{ detik}$$

$$T_{min(US)} = 0.0488 \times 14^{0.75} = 0.3532 \text{ detik}$$

2. T maksimum

$$T_{max} = C_u \cdot T_{min} \quad (5.6)$$

$$T_{max(BT)} = 1.4 \times 0.5979 = 0.837 \text{ detik}$$

$$T_{max(US)} = 1.4 \times 0.3532 = 0.494 \text{ detik}$$

Dengan membandingkan antara  $T_{hasil SAP}$ ,  $T_{min}$  dan  $T_{max}$  maka ditentukan nilai T yang digunakan adalah  $T_{BT(SMRF)} = 0.795 \text{ detik}$  dan  $T_{US(STF)} = 0.370 \text{ detik}$ .

Jadi, diperoleh total gaya geser nominal statik ekivalen untuk masing-masing arah yaitu sebagai berikut:

$$V_{BT(SMRF)} = C_{s(BT)} \cdot W_t = 0.063 \times 16232.55 \text{ kN} = 1206 \text{ kN}$$

$$V_{US(STF)} = C_{s(US)} \cdot W_t = 0.115 \times 16232.55 \text{ kN} = 1873.7 \text{ kN}$$

Distribusi gaya lateral tiap lantai dihitung dengan persamaan:

$$F_i = C_{vx} \cdot V \quad (5.7)$$

dengan:

$$C_{vx} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (5.8)$$

dimana:

$C_{vx}$  = faktor distribusi vertikal

V = gaya geser dasar desain total

$w_i$  = berat seismik efektif struktur pada tingkat-i

$h_i$  = tinggi dari dasar sampai tingka-i (m)

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai berikut:

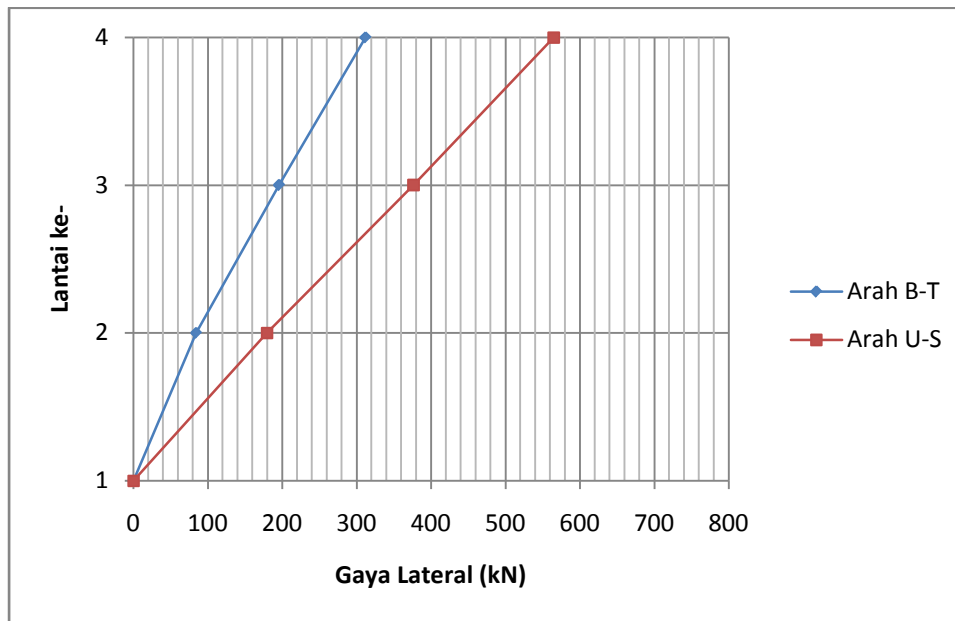
- untuk  $T < 0.5$  detik,  $k = 1$ ;
- untuk  $T > 2.5$  detik,  $k = 2$ ;
- untuk  $0.5 \leq T \leq 2.5$ , nilai  $k$  adalah hasil interpolasi.

Untuk lebih singkat perhitungan distribusi gaya lateral tiap lantai untuk gedung STF1 ditampilkan pada Tabel 5.4.

Tabel 5.4 Perhitungan Distribusi Gaya Lateral Statik Ekuivalen Gedung STF1

| Lantai   | Tinggi (m) | Berat (kN) | Arah B-T |          |                | Arah U-S |          |                |
|----------|------------|------------|----------|----------|----------------|----------|----------|----------------|
|          |            |            | $wh^k$   | $C_{vx}$ | $F_{iBT}$ (kN) | $wh^k$   | $C_{vx}$ | $F_{iUS}$ (kN) |
| Atap     | 14         | 4107.628   | 84873.69 | 0.422977 | 433.9826       | 57506.8  | 0.401937 | 753.1096       |
| Lantai 4 | 10.5       | 4107.628   | 61010.68 | 0.304053 | 311.9645       | 43130.1  | 0.301453 | 564.8322       |
| Lantai 3 | 7          | 4107.628   | 38312.56 | 0.190935 | 195.9027       | 28753.4  | 0.200969 | 376.5548       |
| Lantai 2 | 3.5        | 3909.666   | 16461.06 | 0.082035 | 84.16994       | 13683.83 | 0.095642 | 179.2036       |
| Total    |            | 16232.55   | 200658   | 1        | 1026.02        | 143074.1 | 1        | 1873.7         |

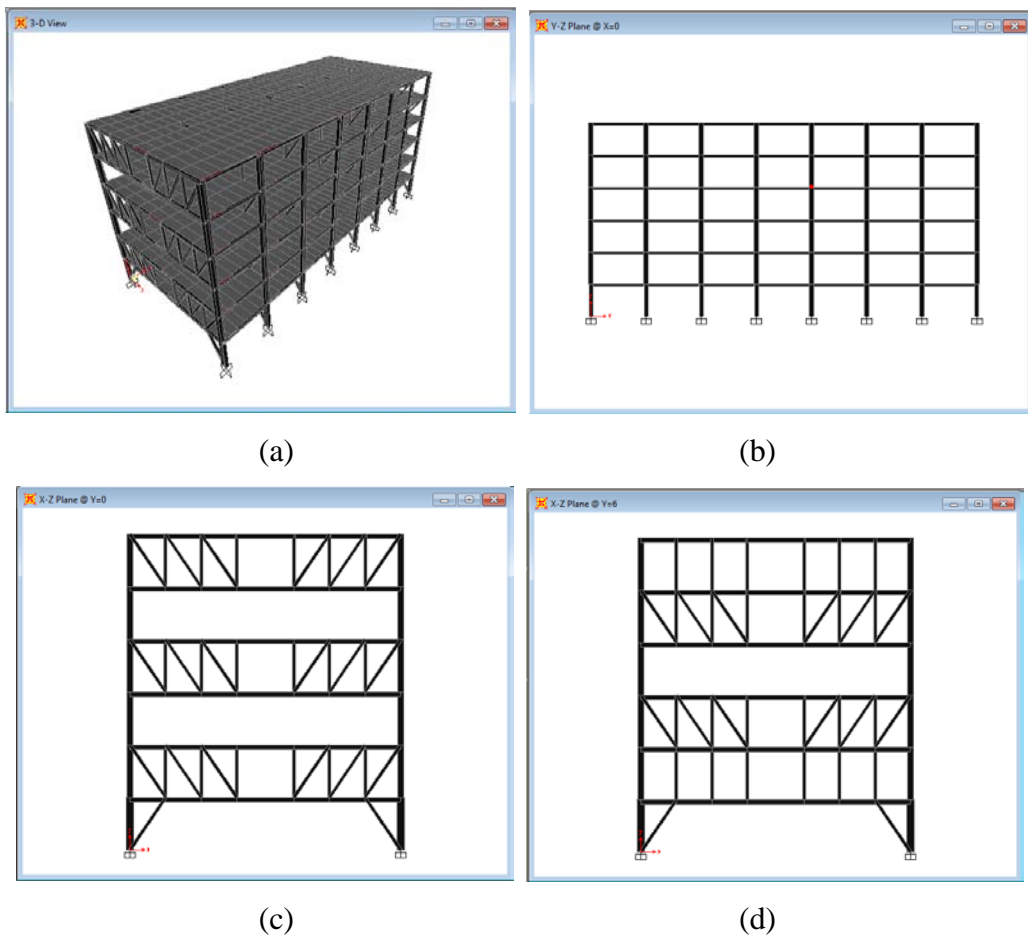
Gambar 5.3 menunjukkan bahwa gaya gempa statik ekuivalen yang diterima arah U-S (portal STF) dari gedung STF1 lebih besar dari pada gaya gempa statik ekuivalen yang diterima arah B-T (portal SMRF). Hal ini disebabkan karena nilai  $C_{s-US}$  lebih besar daripada  $C_{s-BT}$  sehingga nilai *base shear* rencana yang diterima portal STF1 akan lebih besar pula dibandingkan dengan *base shear* rencana pada portal SMRF.



Gambar 5.3 Distribusi Gaya Lateral Tiap Lantai Gedung STF1

#### 5.2.4 Pemodelan gedung STF2

Pemodelan struktur gedung STF2 ini dimodelkan dalam bentuk tiga dimensi seperti terlihat pada Gambar 5.4 (a). Pada arah melintang gedung (arah U-S), bentuk portal *staggered truss* yang digunakan untuk as ganjil terlihat pada Gambar 5.4 (c), sedangkan untuk portal yang digunakan untuk as genap terlihat pada Gambar 5.4 (d). Gambar 5.4 (b) menunjukkan sistem rangka pemikul momen khusus yang digunakan pada arah memanjang gedung (arah B-T). Untuk model gedung STF2, rasio perbandingan lebar *vierendeel panel* dan jarak antar *vertical truss* adalah  $3.8 \text{ m} : 2.367 \text{ m} = 1.6$ .



Gambar 5.4 Pemodelan Gedung STF2

#### a. Perhitungan berat tiap lantai untuk gedung STF2

Berat tiap lantai untuk gedung STF2 ini dihitung berdasarkan beban-beban yang telah diuraikan pada subbab 5.3.2 yang mengacu pada SNI 03-1727-1989. Tabel 5.5 merangkum perhitungan berat untuk lantai 2, sedangkan Tabel 5.6 menunjukkan perhitungan berat untuk masing-masing lantai 3 hingga lantai 6 dan Tabel 5.7 merangkum perhitungan berat untuk atap gedung.

Tabel 5.5 Perhitungan Berat Lantai 2 untuk Gedung STF2

| No.              | Elemen               | Profil Elemen | Berat Jenis |                   | Dimensi (m) |     | Jumlah Elemen | Berat Total per elemen (kg) |
|------------------|----------------------|---------------|-------------|-------------------|-------------|-----|---------------|-----------------------------|
|                  |                      |               |             |                   | p           | l   |               |                             |
| 1                | Kolom                | WF400x45x70   | 605         | kg/m'             | 3.5         | -   | 16            | 33880                       |
| 2                | Truss Chord          | WF300x200     | 56.8        | kg/m'             | 14.2        | -   | 8             | 6452.48                     |
| 3                | Vierendeel Panel     | WF300x200     | 56.8        | kg/m'             | 3.8         | -   | 8             | 1726.72                     |
| 4                | Truss Diagonal       | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 5                | Truss Vertikal       | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 6                | Truss Hanger         | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 7                | Truss Post           | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 8                | Truss Knee Braces    | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 4.225       | -   | 16            | 4591.392                    |
| 9                | Spandrel Beam Lantai | WF 300x200    | 56.8        | kg/m'             | 42          | -   | 2             | 4771.2                      |
| 10               | Dinding              | Bata Ringan   | 60          | kg/m <sup>2</sup> | 138         | 3.5 | 1             | 28980                       |
| 11               | Pelat                | HCS200        | 265         | kg/m <sup>2</sup> | 42          | 18  | 1             | 200340                      |
| 12               | Super Dead Load      | -             | 70.8        | kg/m <sup>2</sup> | 42          | 18  | 1             | 53524.8                     |
| 13               | Live Load            | -             | 250         | kg/m <sup>2</sup> | 42          | 18  | 0.3           | 56700                       |
| Berat Total (kg) |                      |               |             |                   |             |     |               | 390966.6                    |
| Berat Total (kN) |                      |               |             |                   |             |     |               | 3909.67                     |

Tabel 5.6 Perhitungan Berat Lantai 3 hingga Lantai 6 untuk Gedung STF2

| No. | Elemen               | Profil Elemen | Berat Jenis |                   | Dimensi (m) |     | Jumlah Elemen | Berat Total per elemen (kg) |
|-----|----------------------|---------------|-------------|-------------------|-------------|-----|---------------|-----------------------------|
|     |                      |               |             |                   | p           | l   |               |                             |
| 1   | Kolom                | WF400x30x50   | 605         | kg/m'             | 3.5         | -   | 16            | 33880                       |
| 2   | Truss Chord          | WF300x200     | 56.8        | kg/m'             | 14.2        | -   | 8             | 6452.48                     |
| 3   | Vierendeel Panel     | WF300x200     | 56.8        | kg/m'             | 3.8         | -   | 8             | 1726.72                     |
| 4   | Truss Diagonal       | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 4.225       | -   | 24            | 6887.088                    |
| 5   | Truss Vertikal       | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 3.5         | -   | 24            | 5705.28                     |
| 6   | Truss Hanger         | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 3.5         | -   | 24            | 5705.28                     |
| 7   | Truss Post           | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 8   | Truss Knee Braces    | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 9   | Spandrel Beam Lantai | WF 300x200    | 56.8        | kg/m'             | 42          | -   | 2             | 4771.2                      |
| 10  | Dinding              | Bata Ringan   | 60          | kg/m <sup>2</sup> | 167         | 3.5 | 1             | 35070                       |

Lanjutan Tabel 5.6 Perhitungan Berat Lantai 3 hingga Lantai 6 untuk Gedung STF2

|                                |                 |        |      |                   |    |    |     |                |
|--------------------------------|-----------------|--------|------|-------------------|----|----|-----|----------------|
| 11                             | Pelat           | HCS200 | 265  | kg/m <sup>2</sup> | 42 | 18 | 1   | 200340         |
| 12                             | Super Dead Load | -      | 70.8 | kg/m <sup>2</sup> | 42 | 18 | 1   | 53524.8        |
| 13                             | Live Load       | -      | 250  | kg/m <sup>2</sup> | 42 | 18 | 0.3 | 56700          |
| <i>Berat Total (kg)</i>        |                 |        |      |                   |    |    |     | 410762.8       |
| <b><i>Berat Total (kN)</i></b> |                 |        |      |                   |    |    |     | <b>4107.63</b> |

Tabel 5.7 Perhitungan Berat Lantai Atap untuk Gedung STF2

| No.                            | Elemen               | Profil Elemen | Berat Jenis |                   | Dimensi (m) |     | Jumlah Elemen | Berat Total per elemen (kg) |
|--------------------------------|----------------------|---------------|-------------|-------------------|-------------|-----|---------------|-----------------------------|
|                                |                      |               |             |                   | p           | l   |               |                             |
| 1                              | Kolom                | WF400x30x50   | 605         | kg/m'             | 3.5         | -   | 16            | 33880                       |
| 2                              | Truss Chord          | WF300x200     | 56.8        | kg/m'             | 14.2        | -   | 8             | 6452.48                     |
| 3                              | Vierendeel Panel     | WF300x200     | 56.8        | kg/m'             | 3.8         | -   | 8             | 1726.72                     |
| 4                              | Truss Diagonal       | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 4.225       | -   | 24            | 6887.088                    |
| 5                              | Truss Vertikal       | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 3.5         | -   | 24            | 5705.28                     |
| 6                              | Truss Hanger         | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 3.5         | -   | 24            | 5705.28                     |
| 7                              | Truss Post           | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 8                              | Truss Knee Braces    | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 9                              | Spandrel Beam Lantai | WF 300x200    | 56.8        | kg/m'             | 42          | -   | 2             | 4771.2                      |
| 10                             | Dinding              | Bata Ringan   | 60          | kg/m <sup>2</sup> | 167         | 3.5 | 1             | 35070                       |
| 11                             | Pelat                | HCS200        | 265         | kg/m <sup>2</sup> | 42          | 18  | 1             | 200340                      |
| 12                             | Super Dead Load      | -             | 70.8        | kg/m <sup>2</sup> | 42          | 18  | 1             | 53524.8                     |
| 13                             | Live Load            | -             | 250         | kg/m <sup>2</sup> | 42          | 18  | 0.3           | 56700                       |
| <i>Berat Total (kg)</i>        |                      |               |             |                   |             |     |               | 410762.8                    |
| <b><i>Berat Total (kN)</i></b> |                      |               |             |                   |             |     |               | <b>4107.63</b>              |

#### b. Perhitungan gaya lateral statik ekuivalen untuk gedung STF2

Perhitungan beban lateral statik ekuivalen ini dilakukan berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.8.3, dimana gaya geser nominalnya diperoleh dengan persamaan (5.1). Dari hasil analisa modal dengan SAP2000 untuk gedung STF2 diperoleh:

$$T_{BT \text{ (SMRF)}} = 1.228 \text{ detik}$$



$$T_{US (STF)} = 0.541 \text{ detik}$$

Penentuan nilai  $C_s$  dihitung mengikuti persamaan (5.2) hingga persamaan (5.4) sebagai berikut:

### 1. $C_s$ maksimum

$$C_s \text{ maks} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_s \text{ maks}_{(BT)} = \frac{0.808}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.101$$

$$C_s \text{ maks}_{(US)} = \frac{0.808}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0.115$$

### 2. $C_s$ hitungan

$$C_s \text{ hitungan} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_s \text{ hitungan}_{(BT)} = \frac{0.402}{1.228 \times \left(\frac{8}{1}\right)} = 0.041$$

$$C_s \text{ hitungan}_{(US)} = \frac{0.402}{0.541 \times \left(\frac{7}{1}\right)} = 0.1062$$

### 3. $C_s$ minimum

$$C_s \text{ minimum} = 0.044 \cdot S_{DS} \cdot I \geq 0.01$$

$$C_s \text{ minimum}_{(BT)} = 0.044 \times 0.808 \times 1 = 0.0356$$

$$C_s \text{ minimum}_{(US)} = 0.044 \times 0.808 \times 1 = 0.0356$$

Berdasarkan perhitungan diatas, terlihat bahwa untuk arah B-T  $C_{s \text{ hitungan}}$  berada diantara  $C_{s \text{ maks}}$  dan  $C_{s \text{ min}}$  sehingga  $C_{s(BT)}$  bernilai 0.041. Sedangkan untuk arah U-S terlihat bahwa  $C_{s \text{ hitungan}}$  berada diantara  $C_{s \text{ maks}}$  dan  $C_{s \text{ min}}$  sehingga  $C_{s(US)}$  bernilai 0.106.

Nilai periode fundamental ( $T$ ) memiliki nilai batas minimum dan maksimum yang dihitung sesuai persamaan-persamaan sebagai berikut:

1. T minimum

$$T_{\min (BT)} = 0.0724 \times 21^{0.8} = 0.827 \text{ detik}$$

$$T_{\min (US)} = 0.0488 \times 21^{0.75} = 0.478 \text{ detik}$$

2. T maksimum

$$T_{\max (BT)} = 1.4 \times 0.827 = 1.15 \text{ detik}$$

$$T_{\max (US)} = 1.4 \times 0.478 = 0.67 \text{ detik}$$

Dengan membandingkan antara  $T_{\text{hasil SAP}}$ ,  $T_{\min}$  dan  $T_{\max}$  maka ditentukan nilai T yang digunakan adalah  $T_{BT (SMRF)} = 1.15 \text{ detik}$  dan  $T_{US (STF)} = 0.541 \text{ detik}$ .

Jadi, diperoleh total gaya geser nominal statik ekuivalen untuk masing-masing arah yaitu sebagai berikut:

$$V_{BT (SMRF)} = C_{s (BT)} \cdot W_t = 0.041 \times 24447.8 \text{ kN} = 1000.4 \text{ kN}$$

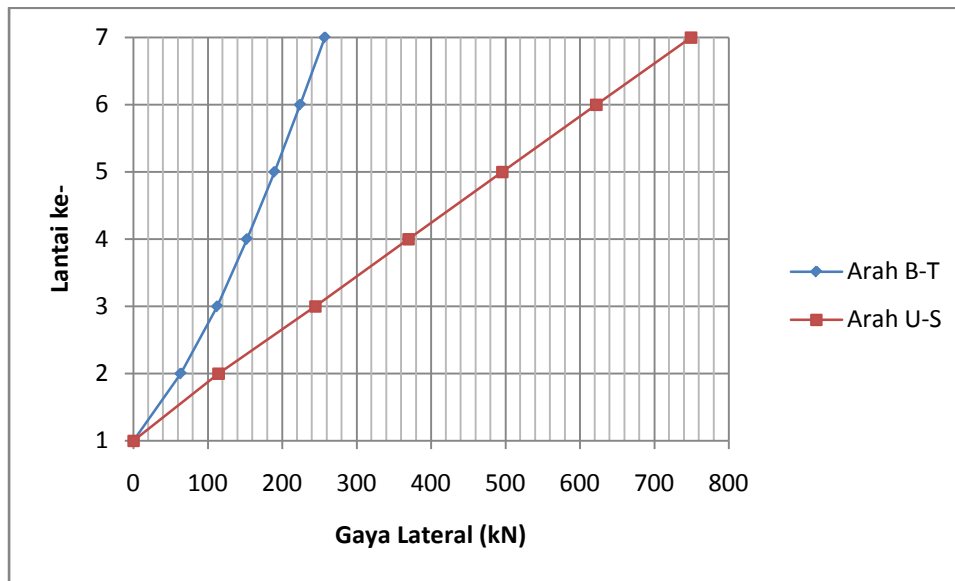
$$V_{US (STF)} = C_{s (US)} \cdot W_t = 0.106 \times 24447.8 \text{ kN} = 2595.2 \text{ kN}$$

Distribusi gaya lateral tiap lantai dihitung dengan persamaan (5.7) dan persamaan (5.8). Untuk lebih singkat perhitungan distribusi gaya lateral tiap lantai untuk gedung STF2 ditampilkan pada Tabel 5.8.

Tabel 5.8 Perhitungan Distribusi Gaya Lateral Statik Ekuivalen Gedung STF2

| Lantai   | Tinggi (m) | Berat (kN) | Arah B-T |          |                | Arah U-S |          |                |
|----------|------------|------------|----------|----------|----------------|----------|----------|----------------|
|          |            |            | $wh^k$   | $C_{vx}$ | $F_{iBT}$ (kN) | $wh^k$   | $C_{vx}$ | $F_{iUS}$ (kN) |
| Atap     | 21         | 4107.628   | 40295.41 | 0.256967 | 257.0718       | 91815.49 | 0.288755 | 749.3771       |
| Lantai 6 | 17.5       | 4107.628   | 35145.5  | 0.224125 | 224.217        | 76227.47 | 0.239732 | 622.1512       |
| Lantai 5 | 14         | 4107.628   | 29729.47 | 0.189587 | 189.6645       | 60703.65 | 0.19091  | 495.4494       |
| Lantai 4 | 10.5       | 4107.628   | 23959.8  | 0.152793 | 152.8558       | 45260.03 | 0.142341 | 369.4021       |
| Lantai 3 | 7          | 4107.628   | 17677.25 | 0.112729 | 112.7752       | 29923.59 | 0.094108 | 244.2295       |
| Lantai 2 | 3.5        | 3909.666   | 10004.39 | 0.063799 | 63.82481       | 14039.81 | 0.044154 | 114.5897       |
| Total    |            | 24447.81   | 156811.8 | 1        | 1000.409       | 317970   | 1        | 2595.199       |

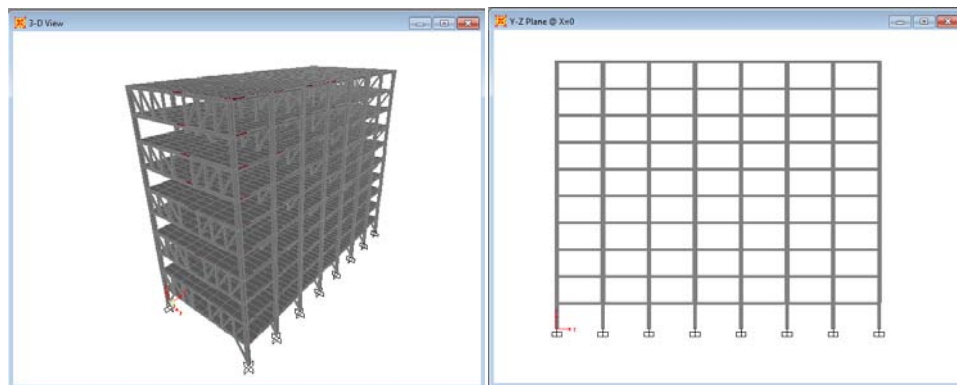
Gambar 5.5 menunjukkan bahwa gaya gempa statik ekuivalen yang diterima arah U-S (portal STF) dari gedung STF2 lebih besar dari pada gaya gempa statik ekuivalen yang diterima arah B-T (portal SMRF). Hal ini disebabkan karena nilai  $C_{s-US}$  lebih besar daripada  $C_{s-BT}$  sehingga nilai *base shear* rencana yang diterima portal STF2 akan lebih besar pula dibandingkan dengan *base shear* rencana pada portal SMRF.



Gambar 5.5 Distribusi Gaya Lateral Tiap Lantai Gedung STF2

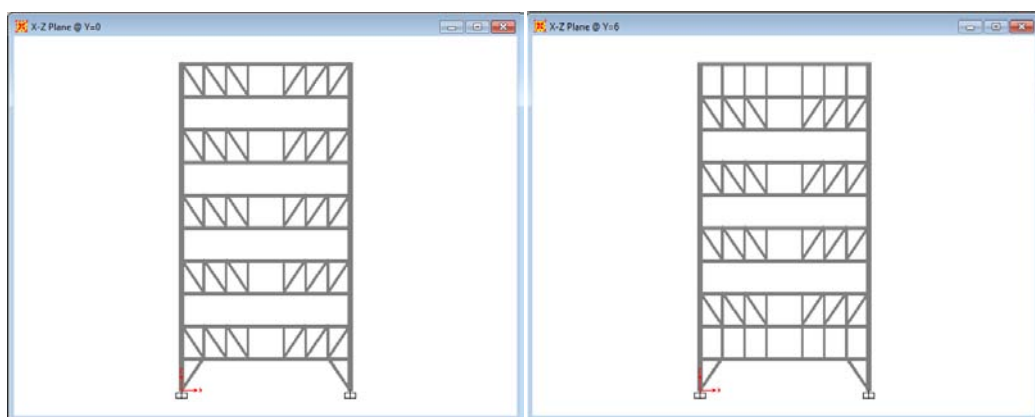
### 5.2.5 Pemodelan gedung STF3

Pemodelan struktur gedung STF2 ini dimodelkan dalam bentuk tiga dimensi seperti terlihat pada Gambar 5.6 (a). Pada arah melintang gedung (arah U-S), bentuk portal *staggered truss* yang digunakan untuk as ganjil terlihat pada Gambar 5.6 (c), sedangkan untuk portal yang digunakan untuk as genap terlihat pada Gambar 5.6 (d). Gambar 5.6 (b) menunjukkan sistem rangka pemikul momen khusus yang digunakan pada arah memanjang gedung (arah B-T). Untuk model gedung STF3, rasio perbandingan lebar *vierendeel panel* dan jarak antar *vertical truss* adalah  $3.8 \text{ m} : 2.367 \text{ m} = 1.6$ .



(a)

(b)



(c)

(d)

Gambar 5.6 Pemodelan Gedung STF3

#### a. Perhitungan berat tiap lantai untuk gedung STF3

Berat tiap lantai untuk gedung STF2 ini dihitung berdasarkan beban-beban yang telah diuraikan pada subbab 5.3.2 yang mengacu pada SNI 03-1727-1989. Tabel 5.9 merangkum perhitungan berat untuk lantai 2, sedangkan Tabel 5.10 menunjukkan perhitungan berat untuk masing-masing lantai 3 hingga lantai 10 dan Tabel 5.11 merangkum perhitungan berat untuk atap gedung.

Tabel 5.9 Perhitungan Berat Lantai 2 untuk Gedung STF3

| No.              | Elemen               | Profil Elemen | Berat Jenis |                   | Dimensi (m) |     | Jumlah Elemen | Berat Total per elemen (kg) |
|------------------|----------------------|---------------|-------------|-------------------|-------------|-----|---------------|-----------------------------|
|                  |                      |               |             |                   | p           | l   |               |                             |
| 1                | Kolom                | WF400x45x70   | 605         | kg/m'             | 3.5         | -   | 16            | 33880                       |
| 2                | Truss Chord          | WF300x200     | 56.8        | kg/m'             | 14.2        | -   | 8             | 6452.48                     |
| 3                | Vierendeel Panel     | WF300x200     | 56.8        | kg/m'             | 3.8         | -   | 8             | 1726.72                     |
| 4                | Truss Diagonal       | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 5                | Truss Vertikal       | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 6                | Truss Hanger         | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 7                | Truss Post           | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 8                | Truss Knee Braces    | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 4.225       | -   | 16            | 4591.392                    |
| 9                | Spandrel Beam Lantai | WF 300x200    | 56.8        | kg/m'             | 42          | -   | 2             | 4771.2                      |
| 10               | Dinding              | Bata Ringan   | 60          | kg/m <sup>2</sup> | 138         | 3.5 | 1             | 28980                       |
| 11               | Pelat                | HCS200        | 265         | kg/m <sup>2</sup> | 42          | 18  | 1             | 200340                      |
| 12               | Super Dead Load      | -             | 70.8        | kg/m <sup>2</sup> | 42          | 18  | 1             | 53524.8                     |
| 13               | Live Load            | -             | 250         | kg/m <sup>2</sup> | 42          | 18  | 0.3           | 56700                       |
| Berat Total (kg) |                      |               |             |                   |             |     |               | 390966.6                    |
| Berat Total (kN) |                      |               |             |                   |             |     |               | 3909.67                     |

Tabel 5.10 Perhitungan Berat Lantai 3 hingga Lantai 10 untuk Gedung STF3

| No. | Elemen               | Profil Elemen | Berat Jenis |                   | Dimensi (m) |     | Jumlah Elemen | Berat Total per elemen (kg) |
|-----|----------------------|---------------|-------------|-------------------|-------------|-----|---------------|-----------------------------|
|     |                      |               |             |                   | p           | l   |               |                             |
| 1   | Kolom                | WF400x30x50   | 605         | kg/m'             | 3.5         | -   | 16            | 33880                       |
| 2   | Truss Chord          | WF300x200     | 56.8        | kg/m'             | 14.2        | -   | 8             | 6452.48                     |
| 3   | Vierendeel Panel     | WF300x200     | 56.8        | kg/m'             | 3.8         | -   | 8             | 1726.72                     |
| 4   | Truss Diagonal       | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 4.225       | -   | 24            | 6887.088                    |
| 5   | Truss Vertikal       | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 3.5         | -   | 24            | 5705.28                     |
| 6   | Truss Hanger         | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 3.5         | -   | 24            | 5705.28                     |
| 7   | Truss Post           | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 8   | Truss Knee Braces    | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 9   | Spandrel Beam Lantai | WF 300x200    | 56.8        | kg/m'             | 42          | -   | 2             | 4771.2                      |
| 10  | Dinding              | Bata Ringan   | 60          | kg/m <sup>2</sup> | 167         | 3.5 | 1             | 35070                       |
| 11  | Pelat                | HCS200        | 265         | kg/m <sup>2</sup> | 42          | 18  | 1             | 200340                      |

Lanjutan Tabel 5.10 Perhitungan Berat Lantai 3 hingga Lantai 10 untuk Gedung  
STF3

|                         |                 |   |      |                   |    |    |     |                |
|-------------------------|-----------------|---|------|-------------------|----|----|-----|----------------|
| 12                      | Super Dead Load | - | 70.8 | kg/m <sup>2</sup> | 42 | 18 | 1   | 53524.8        |
| 13                      | Live Load       | - | 250  | kg/m <sup>2</sup> | 42 | 18 | 0.3 | 56700          |
| <i>Berat Total (kg)</i> |                 |   |      |                   |    |    |     | 410762.8       |
| <i>Berat Total (kN)</i> |                 |   |      |                   |    |    |     | <b>4107.63</b> |

Tabel 5.11 Perhitungan Berat Lantai Atap untuk Gedung STF3

| No.                     | Elemen               | Profil Elemen | Berat Jenis |                   | Dimensi (m) |     | Jumlah Elemen | Berat Total per elemen (kg) |
|-------------------------|----------------------|---------------|-------------|-------------------|-------------|-----|---------------|-----------------------------|
|                         |                      |               |             |                   | p           | l   |               |                             |
| 1                       | Kolom                | WF400x30x50   | 605         | kg/m'             | 3.5         | -   | 16            | 33880                       |
| 2                       | Truss Chord          | WF300x200     | 56.8        | kg/m'             | 14.2        | -   | 8             | 6452.48                     |
| 3                       | Vierendeel Panel     | WF300x200     | 56.8        | kg/m'             | 3.8         | -   | 8             | 1726.72                     |
| 4                       | Truss Diagonal       | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 4.225       | -   | 24            | 6887.088                    |
| 5                       | Truss Vertikal       | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 3.5         | -   | 24            | 5705.28                     |
| 6                       | Truss Hanger         | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 3.5         | -   | 24            | 5705.28                     |
| 7                       | Truss Post           | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 8                       | Truss Knee Braces    | HSS200        | 67.92       | kg/m'             | 0           | -   | 0             | 0                           |
| 9                       | Spandrel Beam Lantai | WF 300x200    | 56.8        | kg/m'             | 42          | -   | 2             | 4771.2                      |
| 10                      | Dinding              | Bata Ringan   | 60          | kg/m <sup>2</sup> | 167         | 3.5 | 1             | 35070                       |
| 11                      | Pelat                | HCS200        | 265         | kg/m <sup>2</sup> | 42          | 18  | 1             | 200340                      |
| 12                      | Super Dead Load      | -             | 70.8        | kg/m <sup>2</sup> | 42          | 18  | 1             | 53524.8                     |
| 13                      | Live Load            | -             | 250         | kg/m <sup>2</sup> | 42          | 18  | 0.3           | 56700                       |
| <i>Berat Total (kg)</i> |                      |               |             |                   |             |     |               | 410762.8                    |
| <i>Berat Total (kN)</i> |                      |               |             |                   |             |     |               | <b>4107.63</b>              |

#### b. Perhitungan gaya lateral statik ekuivalen untuk gedung STF3

Perhitungan beban lateral statik ekuivalen ini dilakukan berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.8.3, dimana gaya geser nominalnya diperoleh dengan persamaan (5.1). Dari hasil analisa modal dengan SAP2000 untuk gedung STF3 diperoleh:

$$T_{BT \text{ (SMRF)}} = 2.11 \text{ detik}$$

$$T_{US \text{ (STF)}} = 0.88 \text{ detik}$$

Penentuan nilai  $C_s$  dihitung mengikuti persamaan (5.2) hingga persamaan (5.4) sebagai berikut:

### 1. $C_s$ maksimum

$$C_s \text{ maks} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_s \text{ maks}_{(BT)} = \frac{0.808}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.101$$

$$C_s \text{ maks}_{(US)} = \frac{0.808}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0.115$$

### 2. $C_s$ hitungan

$$C_s \text{ hitungan} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_s \text{ hitungan}_{(BT)} = \frac{0.402}{2.11 \times \left(\frac{8}{1}\right)} = 0.024$$

$$C_s \text{ hitungan}_{(US)} = \frac{0.402}{0.88 \times \left(\frac{7}{1}\right)} = 0.065$$

### 3. $C_s$ minimum

$$C_s \text{ minimum} = 0.044 \cdot S_{DS} \cdot I \geq 0.01$$

$$C_s \text{ minimum}_{(BT)} = 0.044 \times 0.808 \times 1 = 0.0355$$

$$C_s \text{ minimum}_{(US)} = 0.044 \times 0.808 \times 1 = 0.0355$$

Berdasarkan perhitungan diatas, terlihat bahwa untuk arah B-T  $C_{s \text{ hitungan}}$  berada di bawah  $C_{s \text{ min}}$  sehingga  $C_{s(BT)}$  bernilai 0.035. Sedangkan untuk arah U-S terlihat bahwa  $C_{s \text{ hitungan}}$  berada diantara  $C_{s \text{ maks}}$  dan  $C_{s \text{ min}}$  sehingga  $C_{s(US)}$  bernilai 0.065.

Nilai periode fundamental (T) memiliki nilai batas minimum dan maksimum yang dihitung sesuai persamaan-persamaan sebagai berikut:

### 1. T minimum

$$T_{\min (BT)} = 0.0724 \times 35^{0.8} = 1.244 \text{ detik}$$

$$T_{\min (US)} = 0.0488 \times 35^{0.75} = 0.702 \text{ detik}$$

## 2. T maksimum

$$T_{\max (BT)} = 1.4 \times 1.244 = 1.7416 \text{ detik}$$

$$T_{\max (US)} = 1.4 \times 0.702 = 0.9828 \text{ detik}$$

Dengan membandingkan antara  $T_{\text{hasil SAP}}$ ,  $T_{\min}$  dan  $T_{\max}$  maka ditentukan nilai  $T$  yang digunakan adalah  $T_{BT (SMRF)} = 1.742 \text{ detik}$  dan  $T_{US (STF)} = 0.88 \text{ detik}$ .

Jadi, diperoleh total gaya geser nominal statik ekuivalen untuk masing-masing arah yaitu sebagai berikut:

$$V_{BT (SMRF)} = C_{s (BT)} \cdot W_t = 0.035 \times 40878.32 \text{ kN} = 1453.3 \text{ kN}$$

$$V_{US (STF)} = C_{s (US)} \cdot W_t = 0.065 \times 40878.32 \text{ kN} = 2667.7 \text{ kN}$$

Distribusi gaya lateral tiap lantai dihitung dengan persamaan (5.7) dan persamaan (5.8). Untuk lebih singkat perhitungan distribusi gaya lateral tiap lantai untuk gedung STF3 ditampilkan pada Tabel 5.12.

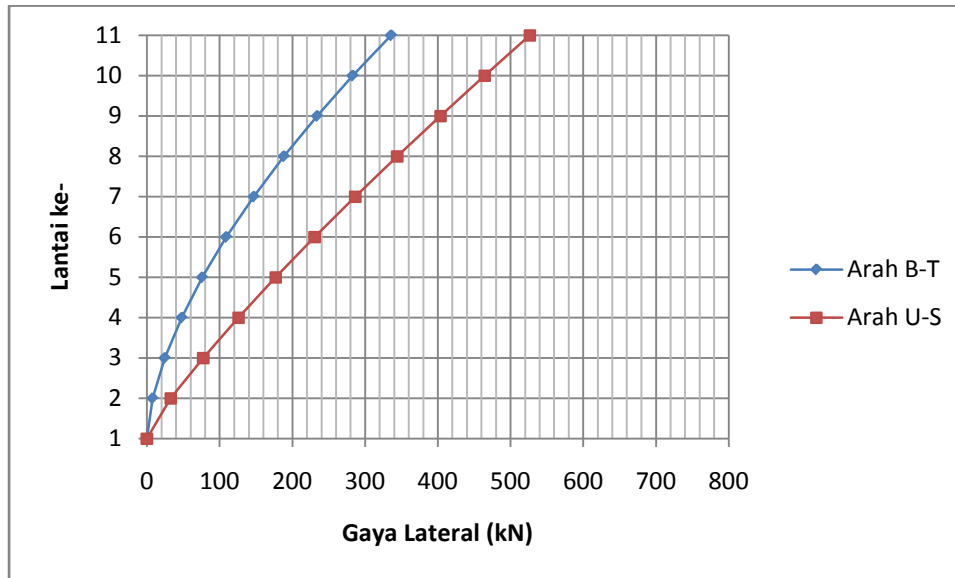
Tabel 5.12 Perhitungan Distribusi Gaya Lateral Statik Ekuivalen Gedung STF3

| Lantai    | Tinggi (m) | Berat (kN) | Arah B-T |          |                | Arah U-S |          |                |
|-----------|------------|------------|----------|----------|----------------|----------|----------|----------------|
|           |            |            | $wh^k$   | $C_{vx}$ | $F_{iBT}$ (kN) | $wh^k$   | $C_{vx}$ | $F_{iUS}$ (kN) |
| Atap      | 35         | 4107.628   | 1307752  | 0.231092 | 335.8472       | 282508.9 | 0.197262 | 526.2377       |
| Lantai 10 | 31.5       | 4107.628   | 1102434  | 0.19481  | 283.1189       | 249218.8 | 0.174017 | 464.2272       |
| Lantai 9  | 28         | 4107.628   | 910823.7 | 0.160951 | 233.911        | 216625.3 | 0.151259 | 403.5144       |
| Lantai 8  | 24.5       | 4107.628   | 733549.4 | 0.129625 | 188.3847       | 184798.7 | 0.129036 | 344.2299       |
| Lantai 7  | 21         | 4107.628   | 571358.4 | 0.100964 | 146.732        | 153826.8 | 0.10741  | 286.5378       |
| Lantai 6  | 17.5       | 4107.628   | 425163.4 | 0.07513  | 109.1873       | 123824.5 | 0.086461 | 230.6515       |
| Lantai 5  | 14         | 4107.628   | 296117.9 | 0.052327 | 76.04681       | 94947.5  | 0.066297 | 176.8615       |
| Lantai 4  | 10.5       | 4107.628   | 185754.4 | 0.032825 | 47.70406       | 67422.74 | 0.047078 | 125.5904       |
| Lantai 3  | 7          | 4107.628   | 96270.91 | 0.017012 | 24.72358       | 41615.76 | 0.029058 | 77.51891       |
| Lantai 2  | 3.5        | 3909.666   | 29790.24 | 0.005264 | 7.650508       | 17361.24 | 0.012122 | 32.33929       |
| Total     |            | 40878.32   | 5659014  | 1        | 1453.306       | 1432150  | 1        | 2667.709       |

Gambar 5.7 menunjukkan bahwa gaya gempa statik ekuivalen yang diterima arah U-S (portal STF) dari gedung STF1 lebih besar dari pada gaya gempa statik ekuivalen yang diterima arah B-T (portal SMRF). Hal ini disebabkan karena nilai



$Cs_{US}$  lebih besar daripada  $Cs_{BT}$  sehingga nilai *base shear* rencana yang diterima portal STF3 akan lebih besar pula dibandingkan dengan *base shear* rencana pada portal SMRF.



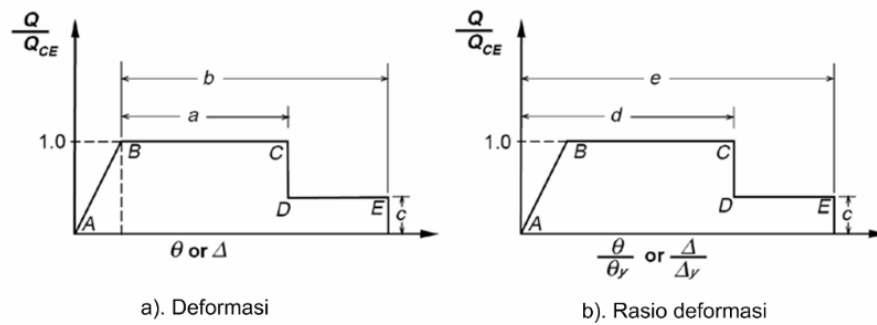
Gambar 5.7 Distribusi Gaya Lateral Tiap Lantai Gedung STF3

### 5.3. Kontrol Kekuatan Elemen Penampang

Kekuatan elemen penampang dilakukan dengan menggunakan metode LRFD sesuai SNI 03-1729-2000 tentang tata cara perencanaan perhitungan struktur baja untuk bangunan gedung, dimana persamaan - persamaan yang digunakan tercantum dalam persamaan (3.20) hingga persamaan (3.50). Secara ringkas, hasil perhitungan kontrol elemen gedung *staggered truss framing* (STF) ditabelkan pada Lampiran 1 hingga Lampiran 5.

### 5.4. Desain Sendi Plastis Balok, Kolom dan *Bracing* untuk Analisis Nonlinier

Pemodelan sendi plastis digunakan untuk mendefinisikan perilaku nonlinier dari elemen struktur yang meliputi balok, kolom dan *bracing*. Untuk semua gedung STF yang dimodelkan dalam penelitian ini, sendi plastis diasumsikan terletak pada masing - masing ujung elemen balok maupun kolom, sedangkan untuk *bracing* diasumsikan sendi plastis terjadi pada tengah - tengah bentang.



Gambar 5.8 Kriteria Penerimaan untuk Analisis Nonlinier (FEMA, 2000)

Gambar 5.8 menunjukkan kurva hubungan beban dengan perpindahan yang menggambarkan kriteria penerimaan untuk suatu elemen struktur. Dimana parameter-parameter yang terdapat dalam Gambar 5.8 diambil sesuai dengan dokumen FEMA 356 (2000) dan dapat dilihat pada Tabel 5.13. Secara umum pemodelan sendi plastis berdasarkan FEMA 356 ini telah *built in* dalam program SAP2000, sehingga pemodelan sendi palstis untuk kolom menggunakan *default* PMM, untuk balok menggunakan *default* M3, untuk *truss chord* menggunakan *default* PM3 dan untuk *bracing* menggunakan *default* P.

**Tabel 5.13 Parameter Pemodelan dan Kriteria Penerimaan untuk Analisis  
Nonlinier pada Komponen Struktur Baja**

| Component/Action  | Modeling Parameters  |                   |                         | Acceptance Criteria             |                   |                   |                   |                   |
|---|--|-------------------|-------------------------|---------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
|   | Plastic Rotation Angle, Radians  |                   | Residual Strength Ratio | Plastic Rotation Angle, Radians |                   |                   |                   |                   |
|   |  |                   |                         | IO                              | Primary           |                   | Secondary         |                   |
| a   | b  | c                 | LS                      |                                 | CP                | LS                | CP                |                   |
| Beams—flexure   |  |                   |                         |                                 |                   |                   |                   |                   |
| a. $\frac{bf}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$<br>and<br>$\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$ | 9θ <sub>y</sub>  | 11θ <sub>y</sub>  | 0.6                     | 1θ <sub>y</sub>                 | 6θ <sub>y</sub>   | 8θ <sub>y</sub>   | 9θ <sub>y</sub>   | 11θ <sub>y</sub>  |
| b. $\frac{bf}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$<br>or<br>$\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$  | 4θ <sub>y</sub>  | 6θ <sub>y</sub>   | 0.2                     | 0.25θ <sub>y</sub>              | 2θ <sub>y</sub>   | 3θ <sub>y</sub>   | 3θ <sub>y</sub>   | 4θ <sub>y</sub>   |
| c. Other  | Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used |                   |                         |                                 |                   |                   |                   |                   |
| Columns—flexure <sup>2,7</sup>  |  |                   |                         |                                 |                   |                   |                   |                   |
| For P/P <sub>CL</sub> < 0.20  |  |                   |                         |                                 |                   |                   |                   |                   |
| a. $\frac{bf}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$<br>and<br>$\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$ | 9θ <sub>y</sub>  | 11θ <sub>y</sub>  | 0.6                     | 1θ <sub>y</sub>                 | 6θ <sub>y</sub>   | 8θ <sub>y</sub>   | 9θ <sub>y</sub>   | 11θ <sub>y</sub>  |
| b. $\frac{bf}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$<br>or<br>$\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$  | 4θ <sub>y</sub>  | 6θ <sub>y</sub>   | 0.2                     | 0.25θ <sub>y</sub>              | 2θ <sub>y</sub>   | 3θ <sub>y</sub>   | 3θ <sub>y</sub>   | 4θ <sub>y</sub>   |
| c. Other  | Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used |                   |                         |                                 |                   |                   |                   |                   |
| For 0.2 < P/P <sub>CL</sub> < 0.50  |  |                   |                         |                                 |                   |                   |                   |                   |
| a. $\frac{bf}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$<br>and<br>$\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$ | — <sup>3</sup>   | — <sup>4</sup>    | 0.2                     | 0.25θ <sub>y</sub>              | — <sup>5</sup>    | — <sup>3</sup>    | — <sup>6</sup>    | — <sup>4</sup>    |
| b. $\frac{bf}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$<br>or<br>$\frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$  | 1θ <sub>y</sub>  | 1.5θ <sub>y</sub> | 0.2                     | 0.25θ <sub>y</sub>              | 0.5θ <sub>y</sub> | 0.8θ <sub>y</sub> | 1.2θ <sub>y</sub> | 1.2θ <sub>y</sub> |
| c. Other  | Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used |                   |                         |                                 |                   |                   |                   |                   |

- Values are for shear walls with stiffeners to prevent shear buckling.
- Columns in moment or braced frames shall be permitted to be designed for the maximum force delivered by connecting members. For rectangular or square columns, replace  $b_f/2t_f$  with  $b/t$ , replace 52 with 110, and replace 65 with 190.
- Plastic rotation =  $11 (1 - 1.7 P/P_{CL}) \theta_y$ .
- Plastic rotation =  $17 (1 - 1.7 P/P_{CL}) \theta_y$ .
- Plastic rotation =  $8 (1 - 1.7 P/P_{CL}) \theta_y$ .
- Plastic rotation =  $14 (1 - 1.7 P/P_{CL}) \theta_y$ .
- Columns with  $P/P_{CL} > 0.5$  shall be considered force-controlled.

**Tabel 5.14 Parameter Pemodelan dan Kriteria Penerimaan untuk Analisis  
Nonlinier pada Komponen Struktur Baja (Lanjutan)**

| Component/Action  | Modeling Parameters                 |                  |                         | Acceptance Criteria |                 |                 |                  |                  |
|---|-------------------------------------|------------------|-------------------------|---------------------|-----------------|-----------------|------------------|------------------|
|   | Plastic Deformation                 |                  | Residual Strength Ratio | Plastic Deformation |                 |                 |                  |                  |
|   |                                     |                  |                         | IO                  | Primary         |                 | Secondary        |                  |
|   |                                     |                  |                         |                     | LS              | CP              | LS               | CP               |
| Braces in Compression (except EBF braces) <sup>1</sup>                  |                                     |                  |                         |                     |                 |                 |                  |                  |
| a. Double angles buckling in-plane                                      | 0.5Δ <sub>c</sub>                   | 9Δ <sub>c</sub>  | 0.2                     | 0.25Δ <sub>c</sub>  | 5Δ <sub>c</sub> | 7Δ <sub>c</sub> | 7Δ <sub>c</sub>  | 8Δ <sub>c</sub>  |
| b. Double angles buckling out-of-plane                                  | 0.5Δ <sub>c</sub>                   | 8Δ <sub>c</sub>  | 0.2                     | 0.25Δ <sub>c</sub>  | 4Δ <sub>c</sub> | 6Δ <sub>c</sub> | 6Δ <sub>c</sub>  | 7Δ <sub>c</sub>  |
| c. W or I shape   | 0.5Δ <sub>c</sub>                   | 8Δ <sub>c</sub>  | 0.2                     | 0.25Δ <sub>c</sub>  | 5Δ <sub>c</sub> | 7Δ <sub>c</sub> | 7Δ <sub>c</sub>  | 8Δ <sub>c</sub>  |
| d. Double channels buckling in-plane                                    | 0.5Δ <sub>c</sub>                   | 9Δ <sub>c</sub>  | 0.2                     | 0.25Δ <sub>c</sub>  | 5Δ <sub>c</sub> | 7Δ <sub>c</sub> | 7Δ <sub>c</sub>  | 8Δ <sub>c</sub>  |
| e. Double channels buckling out-of-plane                                | 0.5Δ <sub>c</sub>                   | 8Δ <sub>c</sub>  | 0.2                     | 0.25Δ <sub>c</sub>  | 4Δ <sub>c</sub> | 6Δ <sub>c</sub> | 6Δ <sub>c</sub>  | 7Δ <sub>c</sub>  |
| f. Concrete-filled tubes  | 0.5Δ <sub>c</sub>                   | 7Δ <sub>c</sub>  | 0.2                     | 0.25Δ <sub>c</sub>  | 4Δ <sub>c</sub> | 6Δ <sub>c</sub> | 6Δ <sub>c</sub>  | 7Δ <sub>c</sub>  |
| g. Rectangular cold-formed tubes  |                                     |                  |                         |                     |                 |                 |                  |                  |
| 1. $\frac{d}{t} \leq \frac{90}{\sqrt{F_y}}$                             | 0.5Δ <sub>c</sub>                   | 7Δ <sub>c</sub>  | 0.4                     | 0.25Δ <sub>c</sub>  | 4Δ <sub>c</sub> | 6Δ <sub>c</sub> | 6Δ <sub>c</sub>  | 7Δ <sub>c</sub>  |
| 2. $\frac{d}{t} \geq \frac{190}{\sqrt{F_y}}$                            | 0.5Δ <sub>c</sub>                   | 3Δ <sub>c</sub>  | 0.2                     | 0.25Δ <sub>c</sub>  | 1Δ <sub>c</sub> | 2Δ <sub>c</sub> | 2Δ <sub>c</sub>  | 3Δ <sub>c</sub>  |
| 3. $\frac{90}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{d}{t} \leq \frac{190}{\sqrt{F_y}}$ | Linear interpolation shall be used. |                  |                         |                     |                 |                 |                  |                  |
| h. Circular hollow tubes  |                                     |                  |                         |                     |                 |                 |                  |                  |
| 1. $\frac{d}{t} \leq \frac{1500}{F_y}$                                  | 0.5Δ <sub>c</sub>                   | 9Δ <sub>c</sub>  | 0.4                     | 0.25Δ <sub>c</sub>  | 4Δ <sub>c</sub> | 6Δ <sub>c</sub> | 5Δ <sub>c</sub>  | 8Δ <sub>c</sub>  |
| 2. $\frac{d}{t} \geq \frac{6000}{F_y}$                                  | 0.5Δ <sub>c</sub>                   | 3Δ <sub>c</sub>  | 0.2                     | 0.25Δ <sub>c</sub>  | 1Δ <sub>c</sub> | 2Δ <sub>c</sub> | 2Δ <sub>c</sub>  | 3Δ <sub>c</sub>  |
| 3. $\frac{1500}{F_y} \leq \frac{d}{t} \leq \frac{6000}{F_y}$            | Linear interpolation shall be used. |                  |                         |                     |                 |                 |                  |                  |
| Braces in Tension (except EBF braces) <sup>2</sup>                      | 11Δ <sub>T</sub>                    | 14Δ <sub>T</sub> | 0.8                     | 0.25Δ <sub>T</sub>  | 7Δ <sub>T</sub> | 9Δ <sub>T</sub> | 11Δ <sub>T</sub> | 13Δ <sub>T</sub> |
| Beams, Columns in Tension (except EBF beams, columns) <sup>2</sup>      | 5Δ <sub>T</sub>                     | 7Δ <sub>T</sub>  | 1.0                     | 0.25Δ <sub>T</sub>  | 3Δ <sub>T</sub> | 5Δ <sub>T</sub> | 6Δ <sub>T</sub>  | 7Δ <sub>T</sub>  |

1. Δ<sub>c</sub> is the axial deformation at expected buckling load.

2. Δ<sub>T</sub> is the axial deformation at expected tensile yielding load.

(Sumber: FEMA 356, 2000)

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## BAB 6

### HASIL PENELITIAN DAN PEMBAHASAN

#### 6.1 Pembahasan Hasil Analisis Gedung STF 1

Gedung STF 1, seperti sudah dijelaskan sebelumnya, merupakan gedung 4 lantai dan memiliki rasio perbandingan lebar *vierendeel panel* dan jarak antar *vertical truss* adalah  $3.8\text{m} : 2.3667\text{m} = 1.6$ .

##### 6.1.1 Kontrol jumlah ragam, gaya geser dasar dan simpangan gedung STF1

###### a. Kontrol jumlah ragam (*mode*) gedung STF1

Sesuai SNI 1726-2012 pasal 7.9.1 analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing-masing arah dari respon yang ditinjau. Tabel 6.1 adalah hasil analisa partisipasi massa untuk gedung STF1. Dimana kolom SumUX adalah untuk struktur STF (arah U-S) dan kolom SumUY adalah untuk struktur SMRF (arah B-T). Dapat dilihat bahwa pada kolom SumUX dan SumUY untuk mode terakhir (mode 28) masing - masing bernilai 0.90 dan 0.995 atau 90% dan 99.5% yang berarti sudah memenuhi syarat minimal 90%.

Tabel 6.1 Hasil Analisis Partisipasi Massa Gedung STF1

| OutputCase | StepType | StepNum  | SumUX    | SumUY    |
|------------|----------|----------|----------|----------|
| Text       | Text     | Unitless | Unitless | Unitless |
| MODAL      | Mode     | 1        | 0        | 0.82377  |
| MODAL      | Mode     | 2        | 0.77537  | 0.82377  |
| MODAL      | Mode     | 3        | 0.8456   | 0.82377  |
| MODAL      | Mode     | 4        | 0.8456   | 0.95502  |
| MODAL      | Mode     | 5        | 0.8456   | 0.95502  |
| MODAL      | Mode     | 6        | 0.8456   | 0.95502  |
| MODAL      | Mode     | 7        | 0.8456   | 0.95502  |
| MODAL      | Mode     | 8        | 0.8456   | 0.95502  |
| MODAL      | Mode     | 9        | 0.8456   | 0.95502  |
| MODAL      | Mode     | 10       | 0.88661  | 0.95502  |
| MODAL      | Mode     | 11       | 0.88661  | 0.95502  |
| MODAL      | Mode     | 12       | 0.89927  | 0.95502  |
| MODAL      | Mode     | 13       | 0.89927  | 0.95502  |

Tabel 6.1 Lanjutan Hasil Analisis Partisipasi Massa Gedung STF1

|       |      |    |         |         |
|-------|------|----|---------|---------|
| MODAL | Mode | 14 | 0.89927 | 0.95502 |
| MODAL | Mode | 15 | 0.89927 | 0.95502 |
| MODAL | Mode | 16 | 0.89927 | 0.95502 |
| MODAL | Mode | 17 | 0.89927 | 0.95502 |
| MODAL | Mode | 18 | 0.89927 | 0.95502 |
| MODAL | Mode | 19 | 0.89927 | 0.95502 |
| MODAL | Mode | 20 | 0.89927 | 0.99472 |
| MODAL | Mode | 21 | 0.89927 | 0.99472 |
| MODAL | Mode | 22 | 0.89927 | 0.99472 |
| MODAL | Mode | 23 | 0.89927 | 0.99472 |
| MODAL | Mode | 24 | 0.89929 | 0.99472 |
| MODAL | Mode | 25 | 0.89929 | 0.99472 |
| MODAL | Mode | 26 | 0.89934 | 0.99472 |
| MODAL | Mode | 27 | 0.89961 | 0.99472 |
| MODAL | Mode | 28 | 0.90007 | 0.99472 |

**b. Kontrol gaya geser dasar (*base shear*) gedung STF1**

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.9.4.1 dinyatakan bahwa bila kombinasi respons untuk gaya geser dasar analisis dinamis ( $V_t$ ) lebih kecil dari 85 persen dari gaya geser dasar yang dihitung ( $V$ ) menggunakan prosedur gaya lateral statik ekuivalen, maka gaya harus dikalikan skala  $0.85V/V_t$ . Maka, untuk analisa dinamis respon spektrum terlebih dahulu harus dikontrol nilai gaya geser dasarnya. Dari hasil perhitungan gaya geser berdasarkan statik ekuivalen untuk gedung STF1 pada subbab 5.2.3 adalah:

$$V_{B-T} = 1026 \text{ kN}$$

$$V_{U-S} = 1873.7 \text{ kN}$$

Maka, 85 persen dari gaya geser dasar berdasarkan prosedur statik ekuivalen adalah:

$$0.85 V_{B-T} = 872.1 \text{ kN}$$

$$0.85 V_{U-S} = 1592.6 \text{ kN}$$

Dari hasil SAP2000 pada gedung STF1 untuk analisis dinamis respon spektrum didapatkan nilai gaya geser arah B-T = 859.1 kN dan arah U-S = 1603 kN, dimana arah B-T kurang dari nilai 85% gaya geser dasar statik, sehingga perlu

dikalikan faktor skala pembesar sebesar 1.017, sehingga didapatkan base shear  $B-T_{\text{koreksi}} = 873.8$  kN dan memenuhi seperti yang disyaratkan. Hal ini menunjukkan bahwa perilaku dinamis struktur gedung memenuhi syarat kontrol gaya dasar.

### c. Kontrol simpangan antar lantai (*inter story drift*) gedung STF1

Kontrol terhadap simpangan antar lantai dilakukan berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.9.3. Kontrol terhadap simpangan antar lantai untuk arah B-T (portal SMRF) dan arah U-S (portal STF) yang terjadi pada gedung STF1 ini dilakukan dengan analisis dinamis respon spektrum maupun analisis statik ekuivalen. Tabel 6.2 merangkum hasil perhitungan simpangan antar lantai berdasarkan analisis dinamis respon spektrum dan Tabel 6.3 menunjukkan hasil perhitungan simpangan antar lantai berdasarkan analisis statik ekuivalen untuk gedung STF1. Dari hasil perhitungan tersebut diketahui bahwa simpangan antar lantai yang terjadi pada gedung STF1 ini masih memenuhi syarat yang ditentukan.

Tabel 6.2 Perhitungan *Story Drift* berdasarkan Analisis Dinamis Respon Spektrum untuk Gedung STF1

| Lantai | Tinggi Lantai | Arah B-T         |                  |                  | Arah U-S         |                  |                  | Story drift ijin (mm) | Story drift $\leq$ Story drift ijin |
|--------|---------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|-----------------------|-------------------------------------|
|        |               | Total drift (mm) | Perpindahan (mm) | Story drift (mm) | Total drift (mm) | Perpindahan (mm) | Story drift (mm) |                       |                                     |
| Atap   | 3.5           | 11.77            | 2.39             | 13.17            | 6.65             | 0.97             | 5.32             | 70                    | OK                                  |
| 4      | 3.5           | 9.38             | 3.15             | 17.34            | 5.69             | 1.35             | 7.41             | 70                    | OK                                  |
| 3      | 3.5           | 6.23             | 3.59             | 19.77            | 4.34             | 2.30             | 12.64            | 70                    | OK                                  |
| 2      | 3.5           | 2.63             | 2.63             | 14.48            | 2.04             | 2.04             | 11.23            | 70                    | OK                                  |

Tabel 6.3 Perhitungan *Story Drift* berdasarkan Analisis Statik Ekuivalen untuk Gedung STF1

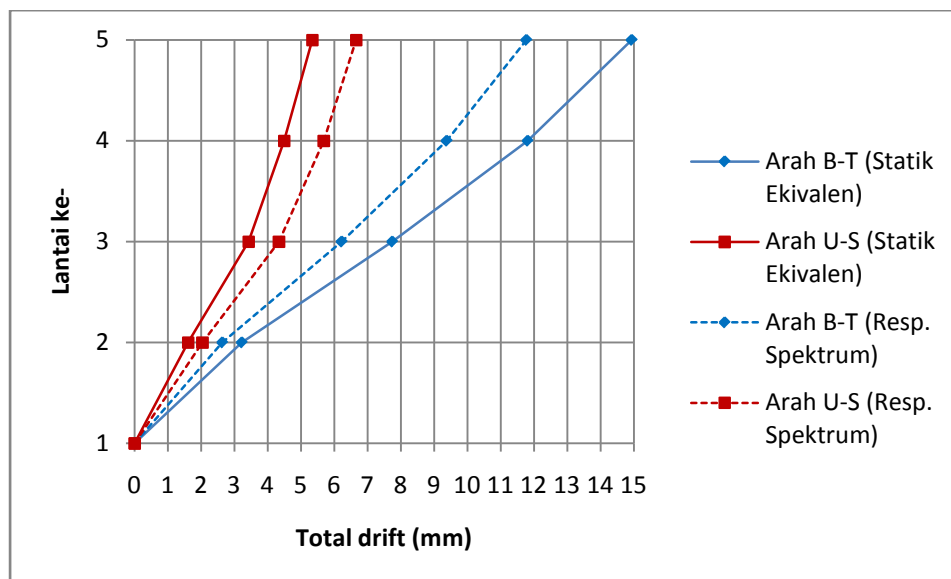
| Lantai | Tinggi Lantai | Arah B-T         |                  |                  | Arah U-S         |                  |                  | Story drift ijin (mm) | Story drift $\leq$ Story drift ijin |
|--------|---------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|-----------------------|-------------------------------------|
|        |               | Total drift (mm) | Perpindahan (mm) | Story drift (mm) | Total drift (mm) | Perpindahan (mm) | Story drift (mm) |                       |                                     |
| Atap   | 3.5           | 14.94            | 3.13             | 17.21            | 5.33             | 0.85             | 4.66             | 70                    | OK                                  |
| 4      | 3.5           | 11.81            | 4.07             | 22.37            | 4.49             | 1.06             | 5.86             | 70                    | OK                                  |



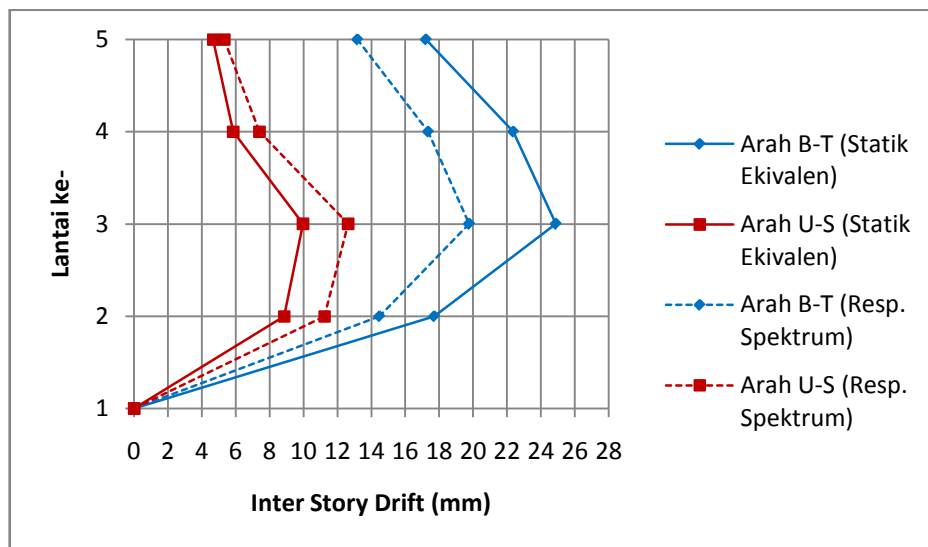
Tabel 6.3 Lanjutan Perhitungan *Story Drift* berdasarkan Analisis Statik  
Ekivalen untuk Gedung STF1

|   |     |      |      |       |      |      |      |    |    |
|---|-----|------|------|-------|------|------|------|----|----|
| 3 | 3.5 | 7.74 | 4.52 | 24.87 | 3.42 | 1.81 | 9.97 | 70 | OK |
| 2 | 3.5 | 3.22 | 3.22 | 17.71 | 1.61 | 1.61 | 8.84 | 70 | OK |

Gambar 6.1 dan 6.2 menampilkan perbandingan *total drift* dan *inter story drift* yang terjadi pada kedua arah untuk model STF1. Dari kedua gambar tersebut menunjukkan bahwa dengan menggunakan analisa statik ekivalen yang merupakan metode analisa pendekatan untuk gedung yang beraturan memberikan hasil simpangan yang lebih besar dari analisa respon spektrum untuk arah B-T. Sedangkan untuk arah U-S terlihat lebih kecil. Dari gambar-gambar tersebut juga menunjukkan bahwa sistem struktur STF ini memiliki kekakuan yang lebih besar dibandingkan dengan sistem struktur MRF. Hal ini ditunjukkan dari portal STF memiliki simpangan yang lebih kecil dibandingkan dengan portal SMRF.



Gambar 6.1 Perbandingan *Total Drift* Gedung STF1

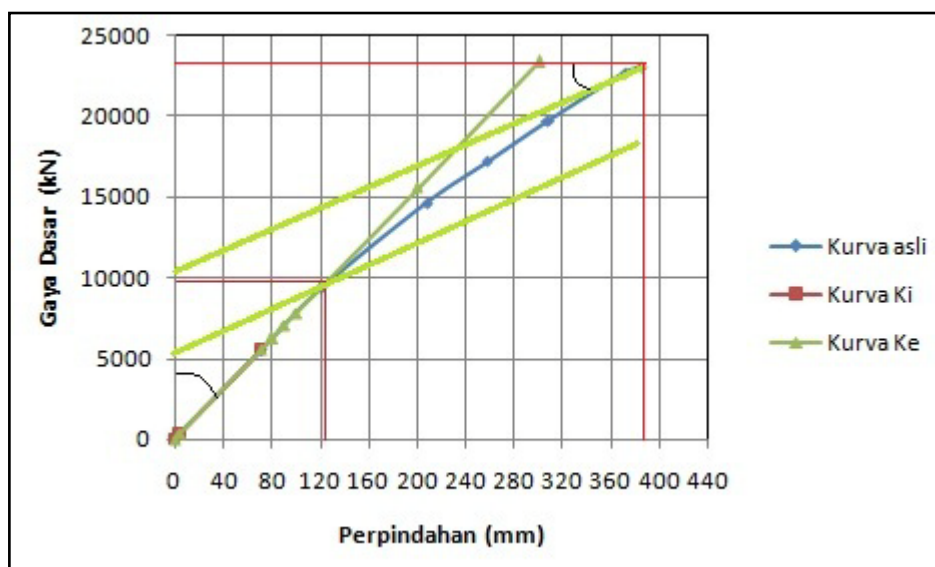


Gambar 6.2 Perbandingan *Inter Story Drift* Gedung STF1

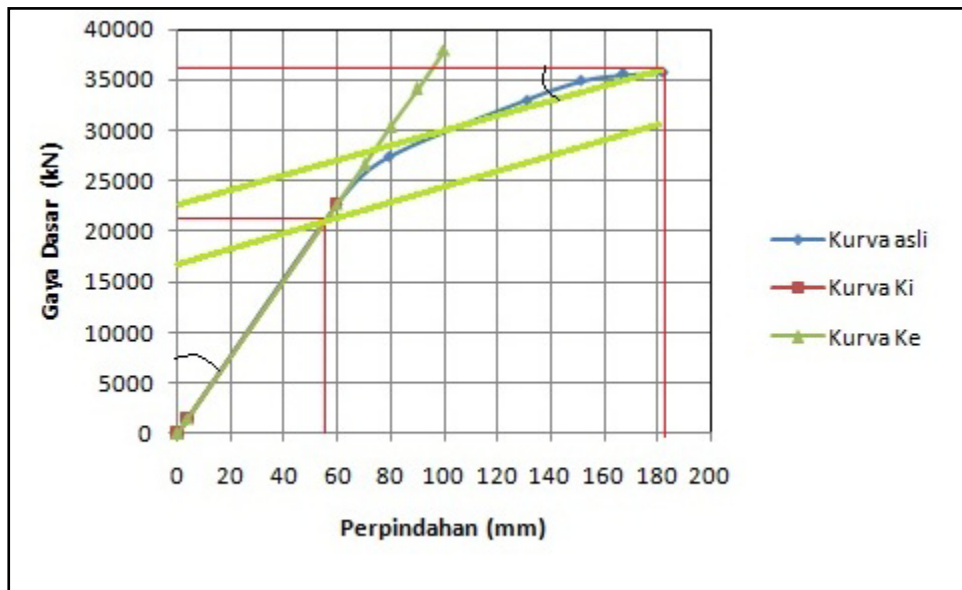
### 6.1.2 Hasil analisis nonlinier beban dorong gedung STF1

#### a. Kurva kapasitas dan daktilitas struktur

Dari hasil analisis beban dorong (*pushover*) untuk gedung STF1 diperoleh kurva kapasitas struktur yang berupa hubungan antara perpindahan struktur gedung (lantai atap) dengan *base force*. Gambar 6.3 menunjukkan kurva kapasitas struktur gedung STF1 untuk arah B-T (portal SMRF) dan Gambar 6.4 untuk arah U-S (portal STF).



Gambar 6.3 Kurva Kapasitas Struktur Gedung STF1 Arah B-T



Gambar 6.4 Kurva Kapasitas Struktur Gedung STF1 Arah U-S

Daktilitas ( $\mu_{\Delta}$ ) struktur dihitung dengan menggunakan persamaan (3.73). Dari Gambar 6.3 dan 6.4 diperoleh simpangan lantai atap saat leleh pertama ( $\delta_y$ ) dan saat ultimit ( $\delta_u$ ) untuk kedua arah. Tabel 6.4 merangkum perhitungan daktilitas struktur untuk gedung STF1.

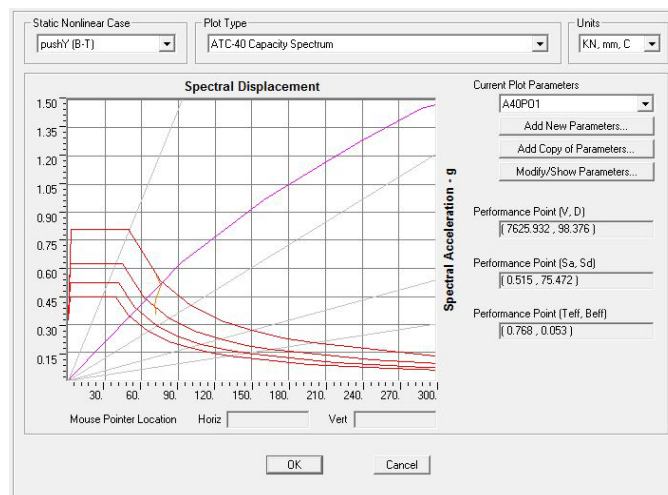
Tabel 6.4 Perhitungan Daktilitas Struktur Gedung STF1

| Arah | $\delta_y$ (mm) | $V_y$ (kN) | $\delta_u$ (mm) | $V_u$ (kN) | $\mu_{\Delta}$ |
|------|-----------------|------------|-----------------|------------|----------------|
| B-T  | 124.7           | 12904.06   | 385.06          | 23068.60   | 3.09           |
| U-S  | 56.9            | 21600.11   | 182.26          | 35752.41   | 3.20           |

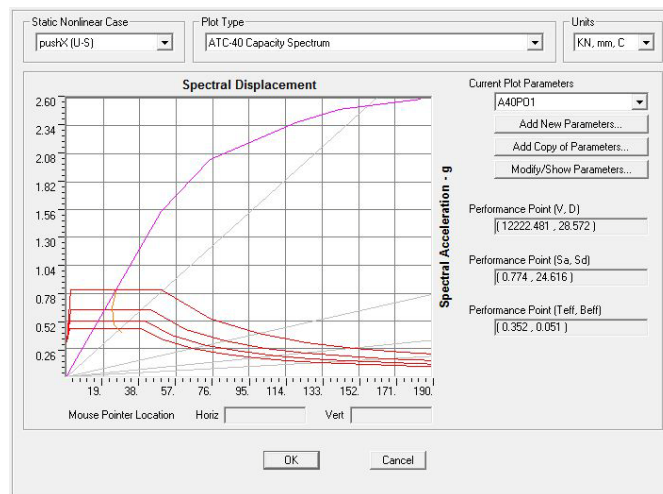
Dari Tabel 6.4 diketahui bahwa untuk arah B-T atau portal SMRF memiliki nilai daktilitas sebesar 3.09, sedangkan untuk arah U-S atau portal STF memiliki nilai daktilitas sebesar 3.20. Terlihat bahwa kemampuan sistem STF pada STF1 untuk berdeformasi saat kondisi pasca elastik adalah lebih besar dari kemampuan yang dimiliki oleh sistem SMRF. Dari Tabel 5.5 juga diketahui bahwa gaya lateral yang mampu diterima dari sistem STF lebih besar daripada sistem SMRF. Hal ini menunjukkan bahwa sistem STF lebih daktail daripada sistem SMRF.

### b. *Performance Point* dan Kinerja Struktur

Untuk mengevaluasi tingkat kinerja struktur berdasarkan hasil analisis pushover, terlebih dahulu dihitung target perpindahan maksimum ( $\delta_t$ ) yang terjadi pada titik kontrol tertentu (dalam hal ini pusat massa lantai atap) saat gedung mengalami gempa rencana. Target perpindahan dapat dihitung dengan menggunakan metode spektrum kapasitas yang telah *built in* dalam program SAP2000. Tetapi nilai koefisien  $C_a = S_a = 0.323$  dan  $C_v = S_{D1} = 0.402$  perlu diinputkan untuk proses perhitungan kurva demand. Gambar 6.5 menunjukkan hasil analisa *performance point* arah B-T untuk gedung STF1, dimana diperoleh target perpindahan  $\delta_{t-BT} = 98.4$  mm dengan *base force*  $V_{t-BT} = 7625.9$  kN. Sedangkan Gambar 6.6 menunjukkan hasil analisa *performance point* arah U-S untuk gedung STF1, dimana diperoleh target perpindahan  $\delta_{t-US} = 28.5$  mm dengan *base force*  $V_{t-US} = 12222.5$  kN. Nilai *base force* saat *performance point* untuk arah tersebut lebih besar dari nilai *base force* saat pertama kali leleh ( $V_y$ ) untuk masing-masing arah seperti tercantum pada Tabel 5.4. Dengan demikian maka dapat disimpulkan gedung STF1 ini pada kedua arahnya telah bersifat inelastik saat gempa rencana terjadi.



Gambar 6.5 *Performance Point* Gedung STF1 Arah B-T



Gambar 6.6 *Performance Point* Gedung STF1 Arah U-S

Berdasarkan nilai perpindahan atap saat gempa rencana terjadi tersebut dievaluasi tingkat kinerja dari struktur gedung STF1 ini. Saat struktur gedung STF1 arah B-T mencapai *performance point* diperoleh nilai perpindahan lantai atap sebesar 98.4 mm. Nilai ini bila dilihat pada hasil analisa *pushover* dalam Tabel 6.5 berada antara step 2 dan step 3 dan menunjukkan bahwa tingkat kinerja struktur berada antara kondisi B dan IO. Sedangkan untuk arah U-S dengan nilai perpindahan atap saat *performance point* sebesar 28.5 mm, berdasarkan Tabel 6.6 maka berada antara step 1 dan step 2 dan menunjukkan tingkat kinerja struktur berada antara kondisi B dan IO. Dengan demikian maka pada saat gempa rencana terjadi, pada kedua arah gedung STF1 ini dalam kondisi terparahnya masih dalam kondisi sangat aman *Immediate Occupancy*, sehingga kondisi ini menunjukkan kinerja yang sangat baik untuk gedung STF1.

Tabel 6.5 Hasil Analisis Nonlinier Beban Dorong Gedung STF1 Arah B-T

| Step | Displacement (mm) | Base Shear (kN) | A to B | B to IO | IO to LS | LS to CP | CP to C | C to D | D to E | Beyond E | Total |
|------|-------------------|-----------------|--------|---------|----------|----------|---------|--------|--------|----------|-------|
| 0    | 0.00              | 0.00            | 895    | 0       | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 895   |
| 1    | 49.83             | 3814.48         | 891    | 4       | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 895   |
| 2    | 99.83             | 7628.96         | 891    | 4       | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 895   |
| 3    | 115.00            | 8786.55         | 879    | 16      | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 895   |
| 4    | 175.27            | 11829.59        | 845    | 34      | 16       | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 895   |

Tabel 6.5 Lanjutan Hasil Analisis Nonlinier Beban Dorong Gedung STF1

Arah B-T

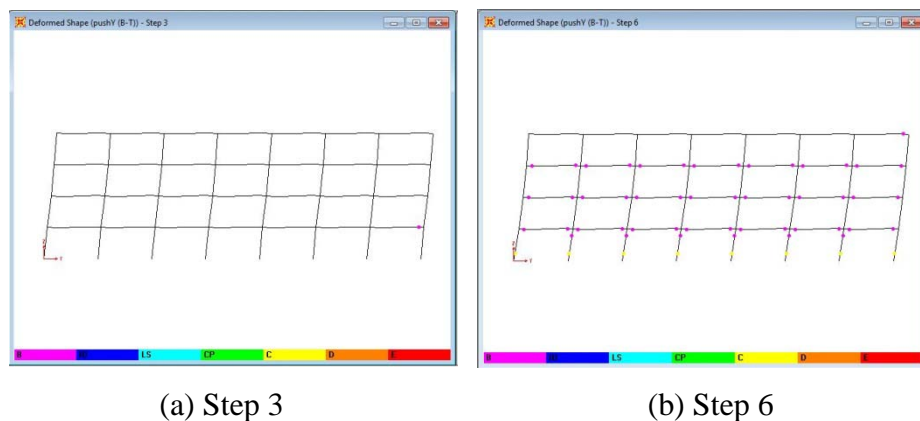
|   |        |          |     |    |   |    |    |   |   |   |     |
|---|--------|----------|-----|----|---|----|----|---|---|---|-----|
| 5 | 227.98 | 14080.42 | 805 | 74 | 0 | 16 | 0  | 0 | 0 | 0 | 895 |
| 6 | 250.55 | 14733.64 | 803 | 76 | 0 | 4  | 12 | 0 | 0 | 0 | 895 |
| 7 | 251.06 | 14742.36 | 803 | 76 | 0 | 4  | 12 | 0 | 0 | 0 | 895 |

Tabel 6.6 Hasil Analisis Nonlinier Beban Dorong Gedung STF1 Arah U-S

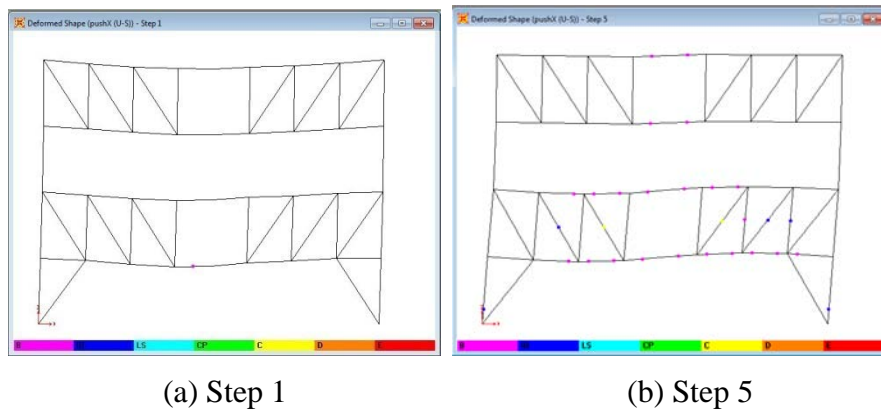
| Step | Displacement (mm) | Base Shear (kN) | A to B | B to IO | IO to LS | LS to CP | CP to C | C to D | D to E | Beyond E | Total |
|------|-------------------|-----------------|--------|---------|----------|----------|---------|--------|--------|----------|-------|
| 0    | 0.00              | 0.00            | 895    | 0       | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 895   |
| 1    | 3.71              | 1528.91         | 889    | 6       | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 895   |
| 2    | 59.65             | 22645.69        | 817    | 78      | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 895   |
| 3    | 79.35             | 27408.98        | 775    | 111     | 9        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 895   |
| 4    | 131.21            | 33080.32        | 742    | 131     | 11       | 10       | 1       | 0      | 0      | 0        | 895   |
| 5    | 151.54            | 34959.48        | 714    | 128     | 36       | 5        | 6       | 6      | 0      | 0        | 895   |
| 6    | 167.47            | 35467.03        | 676    | 156     | 38       | 9        | 10      | 6      | 0      | 0        | 895   |
| 7    | 182.26            | 35752.41        | 647    | 179     | 34       | 14       | 10      | 10     | 1      | 0        | 895   |

### c. Mekanisme keruntuhan

Gambar 6.7 menunjukkan mekanisme terjadinya sendi plastis pada gedung STF1 untuk arah B-T yang diambil pada portal terkritis. Gambar 6.7 (a) merupakan kondisi dimana mulai terjadi pelelehan pertama kali pada ujung *spandrel beam* di lantai dua yang terjadi pada step 3, sedangkan Gambar 6.7 (b) adalah kondisi dimana struktur mengalami kondisi ultimit dengan sebagian besar ujung bawah kolom lantai dasar telah mengalami gagal atau *collapse* pada step 6.



Gambar 6.7 Mekanisme Keruntuhan Gedung STF1 Arah B-T



Gambar 6.8 Mekanisme Keruntuhan Gedung STF1 Arah U-S

Dalam Gambar 6.8 menunjukkan mekanisme keruntuhan yang terjadi pada gedung STF1 untuk arah U-S yang diambil pada portal terkritis. Gambar 6.8 (a) merupakan kondisi dimana mulai terjadi pelelehan pertama kali pada elemen *vierendeel* seperti yang diharapkan, yang kemudian diikuti oleh semua elemen *vierendeel* dan elemen-elemen *truss* di area sekitar *vierendeel* dan ujung bawah kolom. Sedangkan Gambar 6.8 (b) adalah kondisi struktur saat mengalami kondisi ultimit dimana telah terjadi *collapse* pada elemen *diagonal chord* yang berada disekitar *vierendeel* panel.

## 6.2 Pembahasan Hasil Analisis Gedung STF 2

Gedung STF 2, seperti sudah dijelaskan sebelumnya, merupakan gedung 6 lantai dan memiliki rasio perbandingan lebar *vierendeel panel* dan jarak antar *vertical truss* adalah  $3.8\text{m} : 2.3667\text{m} = 1.6$ .

### 6.2.1 Kontrol jumlah ragam, gaya geser dasar dan simpangan gedung STF2

#### a. Kontrol jumlah ragam (*mode*) gedung STF2

Sesuai SNI 1726-2012 pasal 7.9.1 analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing-masing arah dari respon yang ditinjau. Tabel 6.7 adalah hasil analisa partisipasi massa untuk gedung STF2. Dimana kolom SumUX adalah untuk struktur STF (arah U-S) dan kolom SumUY adalah untuk struktur SMRF (arah B-T). Dapat dilihat bahwa pada kolom SumUX

dan SumUY untuk mode terakhir (mode 8) masing - masing bernilai 0.909 dan 0.974 atau 90.9% dan 97.4% yang berarti sudah memenuhi syarat minimal 90%.

Tabel 6.7 Hasil Analisis Partisipasi Massa Gedung STF2

| OutputCase | StepType | StepNum  | SumUX    | SumUY    |
|------------|----------|----------|----------|----------|
| Text       | Text     | Unitless | Unitless | Unitless |
| MODAL      | Mode     | 1        | 0        | 0.81295  |
| MODAL      | Mode     | 2        | 0.69088  | 0.81295  |
| MODAL      | Mode     | 3        | 0.85446  | 0.81295  |
| MODAL      | Mode     | 4        | 0.85446  | 0.92625  |
| MODAL      | Mode     | 5        | 0.90917  | 0.92625  |
| MODAL      | Mode     | 6        | 0.90918  | 0.92625  |
| MODAL      | Mode     | 7        | 0.90918  | 0.97369  |
| MODAL      | Mode     | 8        | 0.90918  | 0.97369  |

#### b. Kontrol gaya geser dasar (*base shear*) gedung STF2

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.9.4.1 dinyatakan bahwa bila kombinasi respons untuk gaya geser dasar analisis dinamis ( $V_t$ ) lebih kecil dari 85 persen dari gaya geser dasar yang dihitung ( $V$ ) menggunakan prosedur gaya lateral statik ekuivalen, maka gaya harus dikalikan skala  $0.85V/V_t$ . Maka, untuk analisa dinamis respon spektrum terlebih dahulu harus dikontrol nilai gaya geser dasarnya. Dari hasil perhitungan gaya geser berdasarkan statik ekuivalen untuk gedung STF2 pada subbab 5.2.4 adalah:

$$V_{B-T} = 1000.4 \text{ kN}$$

$$V_{U-S} = 2595.2 \text{ kN}$$

Maka, 85 persen dari gaya geser dasar berdasarkan prosedur statik ekuivalen adalah:

$$0.85 V_{B-T} = 850.3 \text{ kN}$$

$$0.85 V_{U-S} = 2205.9 \text{ kN}$$

Dari hasil SAP2000 pada gedung STF1 untuk analisis dinamis respon spektrum didapatkan nilai gaya geser arah B-T = 892.5 kN dan arah U-S = 1727.5 kN. Terlihat bahwa pada gedung STF2 untuk analisis dinamis respon spektrum terjadi gaya geser dasar yang kurang dari 85% gaya geser dasar statik yaitu untuk arah U-S, sehingga perlu dikalikan faktor skala sebesar 1.28, sehingga



didapatkan base shear  $U-S_{koreksi} = 2228.5$  kN dan memenuhi seperti yang disyaratkan.

**c. Kontrol simpangan antar lantai (*inter story drift*) gedung STF2**

Kontrol terhadap simpangan antar lantai dilakukan berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.9.3. Kontrol terhadap simpangan antar lantai untuk arah B-T (portal SMRF) dan arah U-S (portal STF) yang terjadi pada gedung STF2 ini dilakukan dengan analisis dinamis respon spektrum maupun analisis statik ekuivalen. Tabel 6.8 merangkum hasil perhitungan simpangan antar lantai berdasarkan analisis dinamis respon spektrum dan Tabel 6.9 menunjukkan hasil perhitungan simpangan antar lantai berdasarkan analisis statik ekuivalen untuk gedung STF2. Dari hasil perhitungan tersebut diketahui bahwa simpangan antar lantai yang terjadi pada gedung STF2 ini masih memenuhi syarat yang ditentukan.

Tabel 6.8 Perhitungan *Story Drift* berdasarkan Analisis Dinamis Respon Spektrum untuk Gedung STF2

| Lantai | Tinggi Lantai | Arah B-T         |                  |                  | Arah U-S         |                  |                  | Story drift ijin (mm) | Story drift $\leq$ Story drift ijin |
|--------|---------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|-----------------------|-------------------------------------|
|        |               | Total drift (mm) | Perpindahan (mm) | Story drift (mm) | Total drift (mm) | Perpindahan (mm) | Story drift (mm) |                       |                                     |
| Atap   | 3.5           | 18.70            | 1.91             | 10.48            | 15.35            | 1.02             | 5.62             | 70                    | OK                                  |
| 6      | 3.5           | 16.80            | 2.62             | 14.43            | 14.33            | 1.40             | 7.72             | 70                    | OK                                  |
| 5      | 3.5           | 14.17            | 3.36             | 18.49            | 12.92            | 2.52             | 13.84            | 70                    | OK                                  |
| 4      | 3.5           | 10.81            | 3.89             | 21.41            | 10.41            | 2.88             | 15.83            | 70                    | OK                                  |
| 3      | 3.5           | 6.92             | 4.08             | 22.45            | 7.53             | 4.04             | 22.21            | 70                    | OK                                  |
| 2      | 3.5           | 2.83             | 2.83             | 15.59            | 3.49             | 3.49             | 19.20            | 70                    | OK                                  |

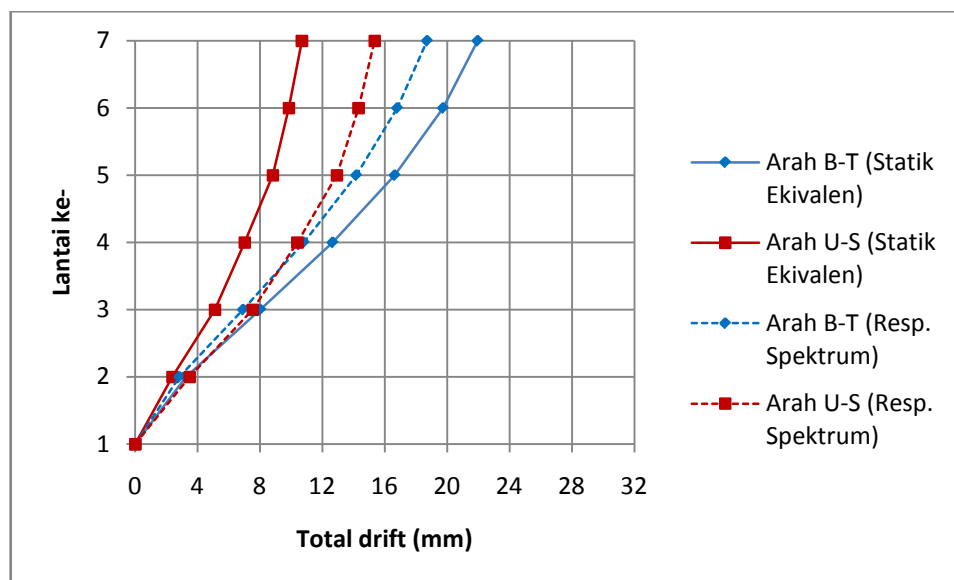
Tabel 6.9 Perhitungan *Story Drift* berdasarkan Analisis Statik Ekuivalen untuk Gedung STF2

| Lantai | Tinggi Lantai | Arah B-T         |                  |                  | Arah U-S         |                  |                  | Story drift ijin (mm) | Story drift $\leq$ Story drift ijin |
|--------|---------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|-----------------------|-------------------------------------|
|        |               | Total drift (mm) | Perpindahan (mm) | Story drift (mm) | Total drift (mm) | Perpindahan (mm) | Story drift (mm) |                       |                                     |
| Atap   | 3.5           | 21.95            | 2.22             | 12.19            | 10.69            | 0.85             | 4.66             | 70                    | OK                                  |

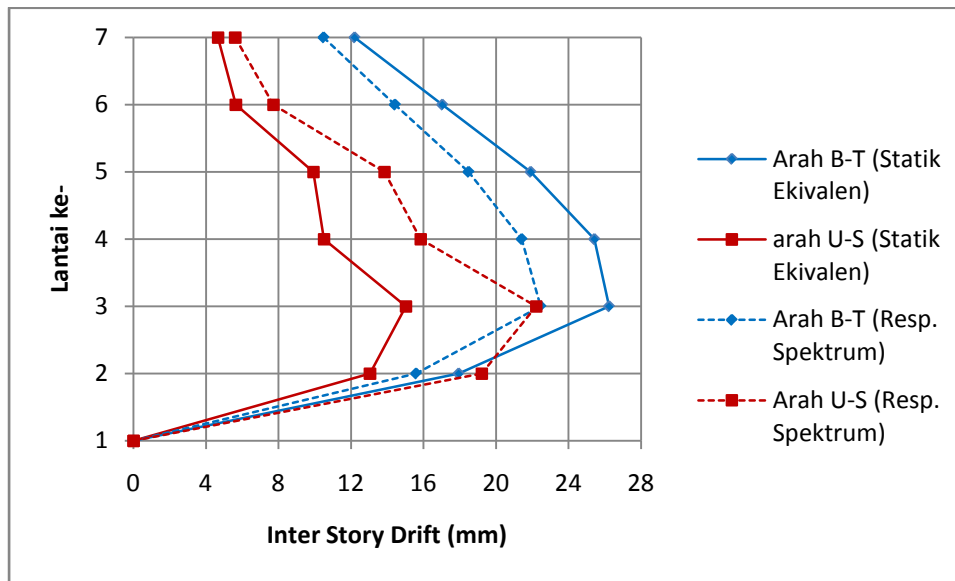
Tabel 6.9 Lanjutan Perhitungan *Story Drift* berdasarkan Analisis Statik  
Ekivalen untuk Gedung STF2

|   |     |       |      |       |      |      |       |    |    |
|---|-----|-------|------|-------|------|------|-------|----|----|
| 6 | 3.5 | 19.73 | 3.10 | 17.04 | 9.85 | 1.03 | 5.65  | 70 | OK |
| 5 | 3.5 | 16.63 | 3.98 | 21.90 | 8.82 | 1.80 | 9.92  | 70 | OK |
| 4 | 3.5 | 12.65 | 4.62 | 25.42 | 7.01 | 1.91 | 10.51 | 70 | OK |
| 3 | 3.5 | 8.03  | 4.77 | 26.23 | 5.10 | 2.73 | 15.02 | 70 | OK |
| 2 | 3.5 | 3.26  | 3.26 | 17.93 | 2.37 | 2.37 | 13.05 | 70 | OK |

Gambar 6.9 dan 6.10 menampilkan perbandingan *total drift* dan *inter story drift* yang terjadi pada kedua arah untuk model STF2. Dari kedua gambar tersebut menunjukkan bahwa dengan menggunakan analisa statik ekivalen yang merupakan metode analisa pendekatan untuk gedung yang beraturan memberikan hasil simpangan yang lebih besar dari analisa respon spektrum untuk arah B-T. Sedangkan untuk arah U-S terlihat lebih kecil. Dari gambar-gambar tersebut juga menunjukkan bahwa sistem struktur STF ini memiliki kekakuan yang lebih besar dibandingkan dengan sistem struktur MRF. Hal ini ditunjukkan dari portal STF memiliki simpangan yang lebih kecil dibandingkan dengan portal SMRF.



Gambar 6.9 Perbandingan *Total Drift* Gedung STF2

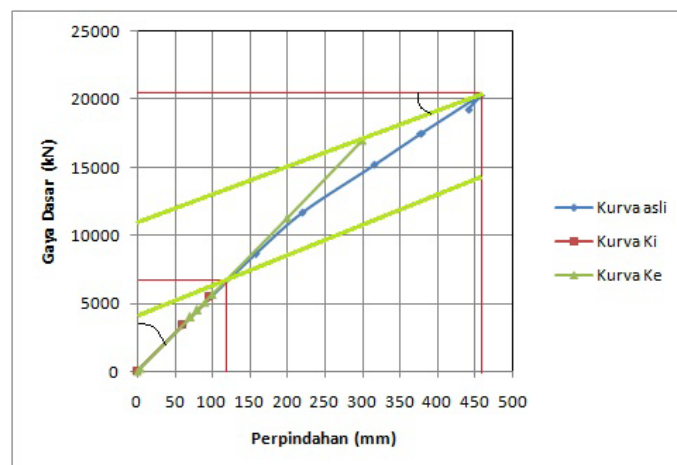


Gambar 6.10 Perbandingan *Inter Story Drift* Gedung STF2

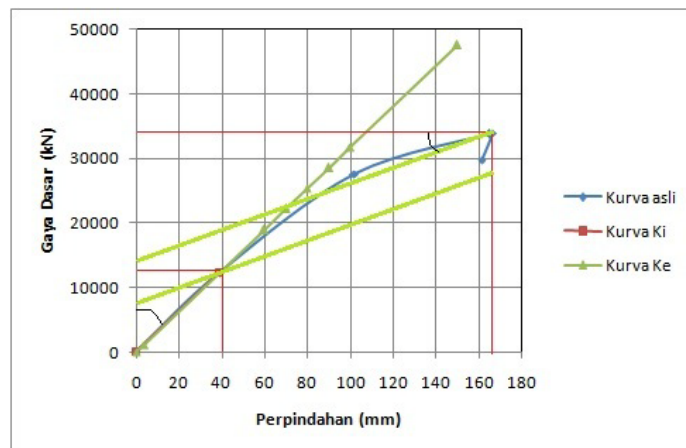
## 6.2.2 Hasil analisis nonlinier beban dorong gedung STF2

### a. Kurva kapasitas dan daktilitas struktur

Dari hasil analisis beban dorong (*pushover*) untuk gedung STF2 diperoleh kurva kapasitas struktur yang berupa hubungan antara perpindahan struktur gedung (lantai atap) dengan *base force*. Gambar 6.11 menunjukkan kurva kapasitas struktur gedung STF2 untuk arah B-T (portal SMRF) dan Gambar 6.12 untuk arah U-S (portal STF).



Gambar 6.11 Kurva Kapasitas Struktur Gedung STF2 Arah B-T



Gambar 6.12 Kurva Kapasitas Struktur Gedung STF2 Arah U-S

Daktilitas ( $\mu_{\Delta}$ ) struktur dihitung dengan menggunakan persamaan (3.73). Dari Gambar 6.11 dan 6.12 diperoleh simpangan lantai atap saat leleh pertama ( $\delta_y$ ) dan saat ultimit ( $\delta_u$ ) untuk kedua arah. Tabel 6.10 merangkum perhitungan daktilitas struktur untuk gedung STF2.

Tabel 6.10 Perhitungan Daktilitas Struktur Gedung STF2

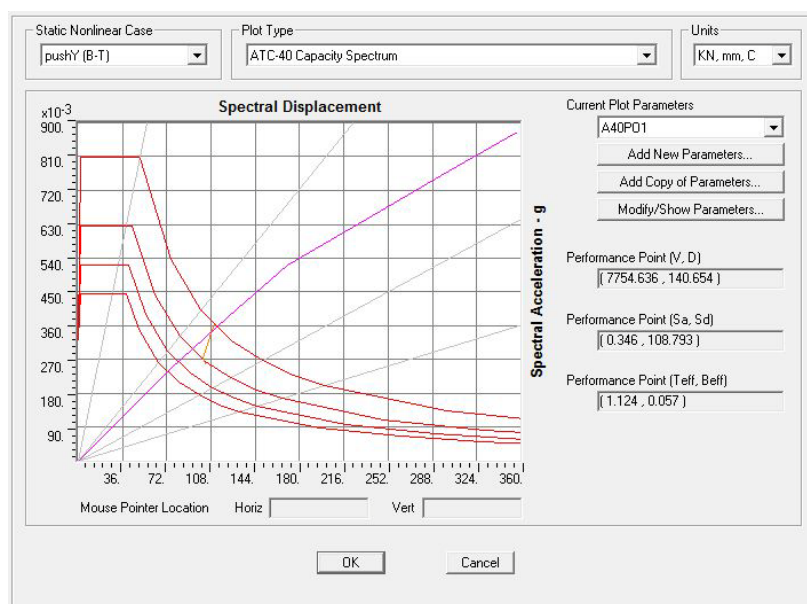
| Arah | $\delta_y$ (mm) | $V_y$ (kN) | $\delta_u$ (mm) | $V_u$ (kN) | $\mu_{\Delta}$ |
|------|-----------------|------------|-----------------|------------|----------------|
| B-T  | 119.7           | 6767.5     | 457.67          | 20312.62   | 3.82           |
| U-S  | 39.6            | 12590      | 166.51          | 33959.84   | 4.20           |

Dari Tabel 6.10 diketahui bahwa untuk arah B-T atau portal SMRF memiliki nilai daktilitas sebesar 3.82, sedangkan untuk arah U-S atau portal STF memiliki nilai daktilitas sebesar 4.20. Terlihat bahwa kemampuan sistem STF pada STF2 untuk berdeformasi saat kondisi pasca elastik adalah lebih besar bahkan dua kali dari kemampuan yang dimiliki oleh sistem SMRF. Dari Tabel 5.8 juga diketahui bahwa gaya lateral yang mampu diterima dari sistem STF lebih besar daripada sistem SMRF. Hal ini menunjukkan bahwa sistem STF lebih daktail daripada sistem SMRF.

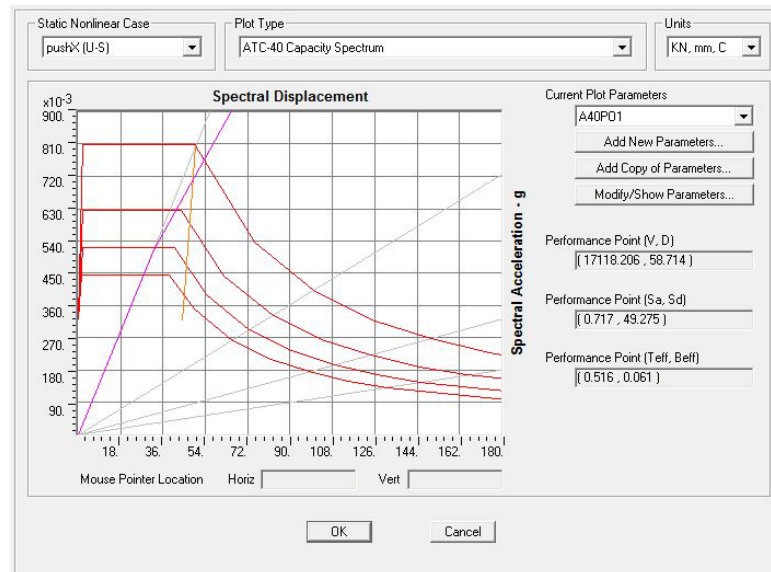
#### **b. Performance Point dan Kinerja Struktur**

Untuk mengevaluasi tingkat kinerja struktur berdasarkan hasil analisis pushover, terlebih dahulu dihitung target perpindahan maksimum ( $\delta_t$ ) yang terjadi

pada titik kontrol tertentu (dalam hal ini pusat massa lantai atap) saat gedung mengalami gempa rencana. Target perpindahan dapat dihitung dengan menggunakan metode spektrum kapasitas yang telah *built in* dalam program SAP2000. Tetapi nilai koefisien  $C_a = S_a = 0.323$  dan  $C_v = S_{D1} = 0.402$  perlu diinputkan untuk proses perhitungan kurva demand. Gambar 6.13 menunjukkan hasil analisa *performance point* arah B-T untuk gedung STF2, dimana diperoleh target perpindahan  $\delta_{t-BT} = 140.6$  mm dengan *base force*  $V_{t-BT} = 7754.6$  kN. Sedangkan Gambar 6.14 menunjukkan hasil analisa *performance point* arah U-S untuk gedung STF2, dimana diperoleh target perpindahan  $\delta_{t-US} = 58.7$  mm dengan *base force*  $V_{t-US} = 17118.2$  kN. Nilai *base force* saat *performance point* untuk arah tersebut lebih besar dari nilai *base force* saat pertama kali leleh ( $V_y$ ) untuk masing-masing arah seperti tercantum pada Tabel 5.8. Dengan demikian maka dapat disimpulkan gedung STF2 ini pada kedua arahnya telah bersifat inelastik saat gempa rencana terjadi.



Gambar 6.13 *Performance Point* Gedung STF2 Arah B-T



Gambar 6.14 *Performance Point* Gedung STF2 Arah U-S

Berdasarkan nilai perpindahan atap saat gempa rencana terjadi tersebut akan dievaluasi tingkat kinerja dari struktur gedung STF2 ini. Saat struktur gedung STF2 arah B-T mencapai *performance point* diperoleh nilai perpindahan lantai atap sebesar 140.6 mm. Nilai ini bila dilihat pada hasil analisa *pushover* dalam Tabel 6.11 berada antara step 2 dan step 3 dan menunjukkan bahwa tingkat kinerja struktur berada antara kondisi A dan B. Sedangkan untuk arah U-S dengan nilai perpindahan atap saat *performance point* sebesar 58.7 mm, berdasarkan Tabel 6.12 maka berada antara step 1 dan step 2 dan menunjukkan tingkat kinerja struktur berada antara kondisi IO dan LS. Dengan demikian maka pada saat gempa rencana terjadi, pada kedua arah gedung STF2 ini dalam kondisi terparahnya masih dalam kondisi sangat aman *Life Safety*, sehingga kondisi ini menunjukkan kinerja yang sangat baik untuk gedung STF1.

Tabel 6.11 Hasil Analisis Nonlinier Beban Dorong Gedung STF2 Arah B-T

| Step | Displacement (mm) | Base Shear (kN) | A to B | B to IO | IO to LS | LS to CP | CP to C | C to D | D to E | Beyond E | Total |
|------|-------------------|-----------------|--------|---------|----------|----------|---------|--------|--------|----------|-------|
| 0    | 0.00              | 0.00            | 1336   | 0       | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 1336  |
| 1    | 59.98             | 3394.58         | 1336   | 0       | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 1336  |
| 2    | 119.98            | 6789.15         | 1336   | 0       | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 1336  |
| 3    | 179.98            | 10183.73        | 1336   | 0       | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 1336  |

Tabel 6.11 Lanjutan Hasil Analisis Nonlinier Beban Dorong Gedung STF2  
Arah B-T

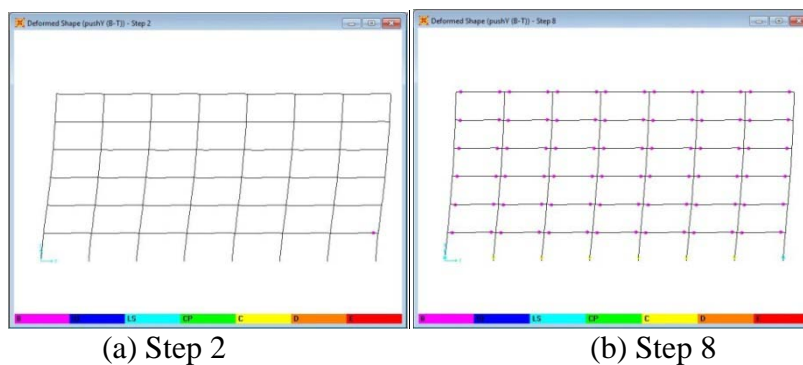
|   |        |          |      |     |    |    |   |    |   |   |      |
|---|--------|----------|------|-----|----|----|---|----|---|---|------|
| 4 | 190.81 | 10796.01 | 1334 | 2   | 0  | 0  | 0 | 0  | 0 | 0 | 1336 |
| 5 | 250.92 | 13487.00 | 1236 | 100 | 0  | 0  | 0 | 0  | 0 | 0 | 1336 |
| 6 | 310.92 | 15761.04 | 1236 | 84  | 16 | 0  | 0 | 0  | 0 | 0 | 1336 |
| 7 | 410.57 | 19482.98 | 1208 | 112 | 0  | 16 | 0 | 0  | 0 | 0 | 1336 |
| 8 | 449.71 | 20936.40 | 1208 | 112 | 0  | 4  | 0 | 12 | 0 | 0 | 1336 |
| 9 | 344.77 | 13571.68 | 1208 | 112 | 0  | 2  | 0 | 14 | 0 | 0 | 1336 |

Tabel 6.12 Hasil Analisis Nonlinier Beban Dorong Gedung STF2 Arah U-S

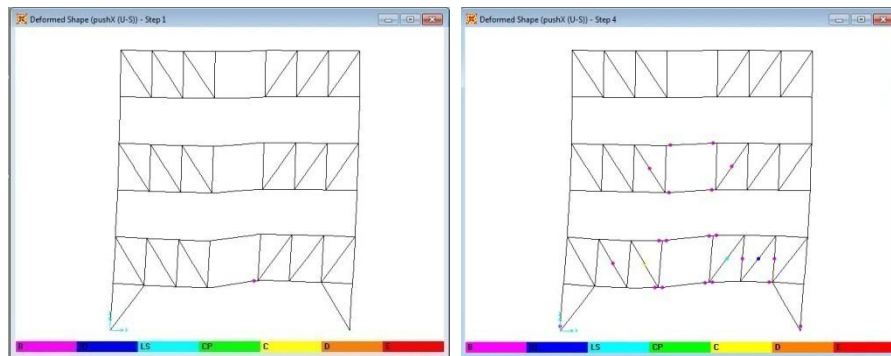
| Step | Displacement (mm) | Base Shear (kN) | A to B | B to IO | IO to LS | LS to CP | CP to C | C to D | D to E | Beyond E | Total |
|------|-------------------|-----------------|--------|---------|----------|----------|---------|--------|--------|----------|-------|
| 0    | 0.00              | 0.00            | 1336   | 0       | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 1336  |
| 1    | 38.81             | 12321.52        | 1335   | 1       | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 1336  |
| 2    | 101.99            | 27547.58        | 1261   | 66      | 9        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 1336  |
| 3    | 164.55            | 33802.48        | 1175   | 135     | 15       | 10       | 1       | 0      | 0      | 0        | 1336  |
| 4    | 166.51            | 33959.84        | 1177   | 132     | 17       | 8        | 1       | 1      | 0      | 0        | 1336  |
| 5    | 161.41            | 29717.62        | 1114   | 169     | 18       | 11       | 19      | 0      | 0      | 5        | 1336  |

### c. Mekanisme keruntuhan

Gambar 6.15 menunjukkan mekanisme terjadinya sendi plastis pada gedung STF2 untuk arah B-T yang diambil pada portal terkritis. Gambar 6.15 (a) merupakan kondisi dimana mulai terjadi pelelehan pertama kali pada ujung *spandrel beam* di lantai bawah step 2, sedangkan Gambar 6.15 (b) adalah kondisi dimana struktur mengalami kondisi ultimit pada step 8 dengan sebagian besar ujung-ujung balok *spandrel beam* mengalami leleh, dan ujung bawah kolom lantai dasar telah mengalami plastifikasi.



Gambar 6.15 Mekanisme Keruntuhan Gedung STF2 Arah B-T



(a) Step 1

(b) Step 4

Gambar 6.16 Mekanisme Keruntuhan Gedung STF2 Arah U-S

Dalam Gambar 6.16 menunjukkan mekanisme keruntuhan yang terjadi pada gedung STF1 untuk arah U-S yang diambil pada portal terkritis. Gambar 6.16 (a) merupakan kondisi dimana mulai terjadi pelelehan pertama kali pada elemen *vierendeel* seperti yang diharapkan, yang kemudian diikuti oleh semua elemen *vierendeel* dan elemen-elemen *truss* di area sekitar *vierendeel* dan ujung bawah kolom. Sedangkan Gambar 6.16 (b) adalah kondisi struktur saat mengalami kondisi ultimit dimana telah terjadi *collapse* pada elemen *diagonal chord* yang berada disekitar *viereenceel* panel.

### 6.3 Pembahasan Hasil Analisis Gedung STF 3

Gedung STF 3, seperti sudah dijelaskan sebelumnya, merupakan gedung 10 lantai dan memiliki rasio perbandingan lebar *vierendeel panel* dan jarak antar *vertical truss* adalah  $3.8\text{m} : 2.3667\text{m} = 1.6$ .

#### 6.3.1 Kontrol jumlah ragam, gaya geser dasar dan simpangan gedung STF3

##### a. Kontrol jumlah ragam (*mode*) gedung STF3

Sesuai SNI 1726-2012 pasal 7.9.1 analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing-masing arah dari respon yang ditinjau. Tabel 6.7 adalah hasil analisa partisipasi massa untuk gedung STF2. Dimana kolom SumUX adalah untuk struktur STF (arah U-S) dan kolom SumUY adalah untuk struktur SMRF (arah B-T). Dapat dilihat bahwa pada kolom SumUX



dan SumUY untuk mode terakhir (mode 8) masing - masing bernilai 0.925 dan 0.9719 atau 92.5% dan 97.19% yang berarti sudah memenuhi syarat minimal 90%.

Tabel 6.13 Hasil Analisis Partisipasi Massa Gedung STF3

| OutputCase | StepNum  | SumUX    | SumUY    |
|------------|----------|----------|----------|
| Text       | Unitless | Unitless | Unitless |
| MODAL      | 1        | 0        | 0.80714  |
| MODAL      | 2        | 0.42734  | 0.80714  |
| MODAL      | 3        | 0.84041  | 0.80714  |
| MODAL      | 4        | 0.84041  | 0.9076   |
| MODAL      | 5        | 0.84041  | 0.94866  |
| MODAL      | 6        | 0.91554  | 0.94866  |
| MODAL      | 7        | 0.92509  | 0.94866  |
| MODAL      | 8        | 0.92509  | 0.9719   |

#### b. Kontrol gaya geser dasar (*base shear*) gedung STF3

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.9.4.1 dinyatakan bahwa bila kombinasi respons untuk gaya geser dasar analisa dinamis ( $V_t$ ) lebih kecil dari 85 persen dari gaya geser dasar yang dihitung ( $V$ ) menggunakan prosedur gaya lateral statik ekuivalen, maka gaya harus dikalikan skala  $0.85V/V_t$ . Maka, untuk analisa dinamis respon spektrum maupun analisa dinamis riwayat waktu terlebih dahulu harus dikontrol nilai gaya geser dasarnya. Dari hasil perhitungan gaya geser berdasarkan statik ekuivalen untuk gedung STF3 pada subbab 5.2.5 adalah:

$$V_{B-T} = 1453.4 \text{ kN}$$

$$V_{U-S} = 2667.7 \text{ kN}$$

Maka, 85 persen dari gaya geser dasar berdasarkan prosedur statik ekuivalen adalah:

$$0.85 V_{B-T} = 1235.3 \text{ kN}$$

$$0.85 V_{U-S} = 2267.5 \text{ kN}$$

Dari hasil SAP2000 pada gedung STF1 untuk analisis dinamis respon spektrum didapatkan nilai gaya geser arah B-T = 908.3 kN dan arah U-S =

1620.4 kN, dimana keduanya kurang dari nilai 85% gaya geser dasar statik, sehingga perlu dikalikan faktor skala sebesar 1.4 pada arah B-T arah U-S. Sehingga didapatkan base shear  $B-T \text{ koreksi} = 1271.7 \text{ kN}$  dan  $U-S \text{ koreksi} = 2268.5 \text{ kN}$  dan memenuhi seperti yang disyaratkan.

### c. Kontrol simpangan antar lantai (*inter story drift*) gedung STF3

Kontrol terhadap simpangan antar lantai dilakukan berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.9.3. Kontrol terhadap simpangan antar lantai untuk arah B-T (portal SMRF) dan arah U-S (portal STF) yang terjadi pada gedung STF3 ini dilakukan dengan analisis dinamis respon spektrum maupun analisis statik ekuivalen. Tabel 6.14 merangkum hasil perhitungan simpangan antar lantai berdasarkan analisis dinamis respon spektrum dan Tabel 6.15 menunjukkan hasil perhitungan simpangan antar lantai berdasarkan analisis statik ekuivalen untuk gedung STF3. Dari hasil perhitungan tersebut diketahui bahwa simpangan antar lantai yang terjadi pada gedung STF3 ini masih memenuhi syarat yang ditentukan.

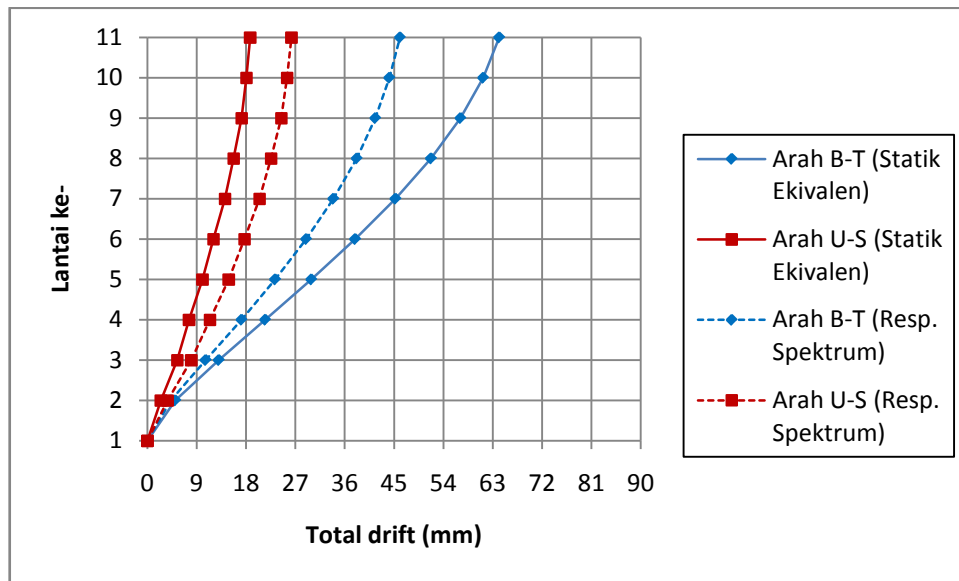
Tabel 6.14 Perhitungan *Story Drift* berdasarkan Analisis Dinamis Respon Spektrum untuk Gedung STF3

| Lantai | Tinggi Lantai | Arah B-T         |                  |                  | Arah U-S         |                  |                  | Story drift ijin (mm) | Story drift $\leq$ Story drift ijin |
|--------|---------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|-----------------------|-------------------------------------|
|        |               | Total drift (mm) | Perpindahan (mm) | Story drift (mm) | Total drift (mm) | Perpindahan (mm) | Story drift (mm) |                       |                                     |
| Atap   | 3.5           | 24.87            | 0.71             | 3.91             | 17.34            | 0.59             | 3.25             | 70                    | OK                                  |
| 10     | 3.5           | 24.16            | 1.20             | 6.57             | 16.75            | 0.68             | 3.74             | 70                    | OK                                  |
| 9      | 3.5           | 22.97            | 1.67             | 9.20             | 16.07            | 1.23             | 6.79             | 70                    | OK                                  |
| 8      | 3.5           | 21.29            | 2.10             | 11.56            | 14.84            | 1.29             | 7.08             | 70                    | OK                                  |
| 7      | 3.5           | 19.19            | 2.49             | 13.70            | 13.55            | 1.80             | 9.92             | 70                    | OK                                  |
| 6      | 3.5           | 16.70            | 2.85             | 15.66            | 11.75            | 1.70             | 9.36             | 70                    | OK                                  |
| 5      | 3.5           | 13.85            | 3.17             | 17.44            | 10.05            | 2.26             | 12.42            | 70                    | OK                                  |
| 4      | 3.5           | 10.68            | 3.44             | 18.93            | 7.79             | 2.12             | 11.67            | 70                    | OK                                  |
| 3      | 3.5           | 7.24             | 3.58             | 19.70            | 5.67             | 2.94             | 16.16            | 70                    | OK                                  |
| 2      | 3.5           | 3.66             | 3.66             | 20.13            | 2.73             | 2.73             | 15.00            | 70                    | OK                                  |

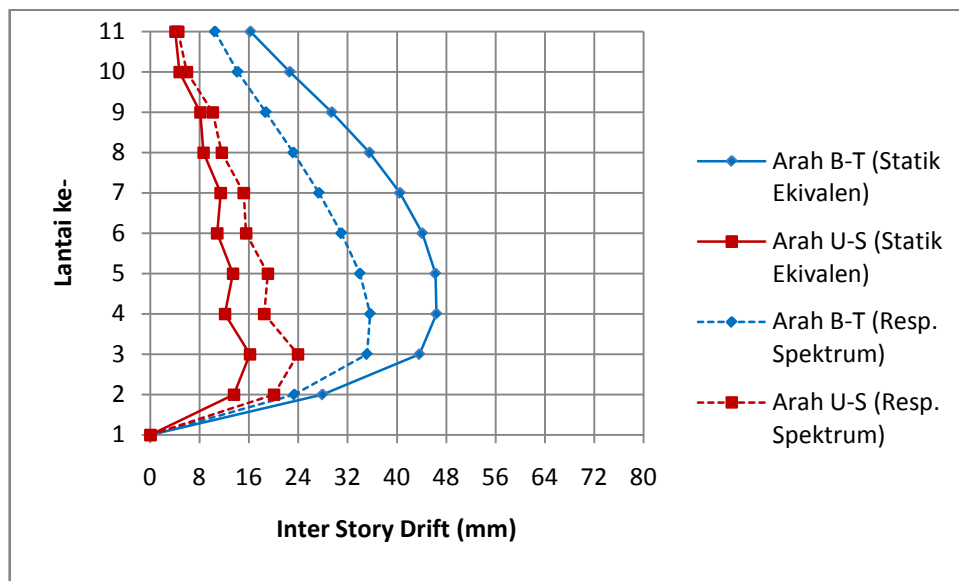
Tabel 6.15 Perhitungan *Story Drift* berdasarkan Analisis Statik Ekuivalen untuk Gedung STF3

| Lantai | Tinggi Lantai | Arah B-T         |                  |                  | Arah U-S         |                  |                  | Story drift ijin (mm) | Story drift $\leq$ Story drift ijin |
|--------|---------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|-----------------------|-------------------------------------|
|        |               | Total drift (mm) | Perpindahan (mm) | Story drift (mm) | Total drift (mm) | Perpindahan (mm) | Story drift (mm) |                       |                                     |
| 10     | 3.5           | 21.01            | 0.69             | 3.82             | 19.14            | 0.78             | 4.31             | 70                    | OK                                  |
| 9      | 3.5           | 20.32            | 1.17             | 6.41             | 18.36            | 0.88             | 4.82             | 70                    | OK                                  |
| 8      | 3.5           | 19.15            | 1.58             | 8.68             | 17.48            | 1.53             | 8.40             | 70                    | OK                                  |
| 7      | 3.5           | 17.57            | 1.91             | 10.52            | 15.96            | 1.54             | 8.49             | 70                    | OK                                  |
| 6      | 3.5           | 15.66            | 2.17             | 11.95            | 14.41            | 2.11             | 11.60            | 70                    | OK                                  |
| 5      | 3.5           | 13.49            | 2.37             | 13.01            | 12.30            | 1.91             | 10.53            | 70                    | OK                                  |
| 4      | 3.5           | 11.12            | 2.50             | 13.73            | 10.39            | 2.47             | 13.56            | 70                    | OK                                  |
| 3      | 3.5           | 8.63             | 2.57             | 14.14            | 7.92             | 2.20             | 12.12            | 70                    | OK                                  |
| 2      | 3.5           | 6.05             | 2.59             | 14.23            | 5.72             | 3.00             | 16.48            | 70                    | OK                                  |
| 1      | 3.5           | 3.47             | 3.47             | 19.07            | 2.72             | 2.72             | 14.98            | 70                    | OK                                  |

Gambar 6.17 dan 6.18 menampilkan perbandingan *total drift* dan *inter story drift* yang terjadi pada kedua arah untuk model STF3. Dari kedua gambar tersebut menunjukkan bahwa dengan menggunakan analisa statik ekuivalen yang merupakan metode analisa pendekatan untuk gedung yang beraturan memberikan hasil simpangan yang lebih besar dari analisa respon spektrum untuk arah B-T. Sedangkan untuk arah U-S terlihat lebih kecil. Dari gambar-gambar tersebut juga menunjukkan bahwa sistem struktur STF ini memiliki kekakuan yang lebih besar dibandingkan dengan sistem struktur MRF. Hal ini ditunjukkan dari portal STF memiliki simpangan yang lebih kecil dibandingkan dengan portal SMRF.



Gambar 6.17 Perbandingan *Total Drift* Gedung STF3



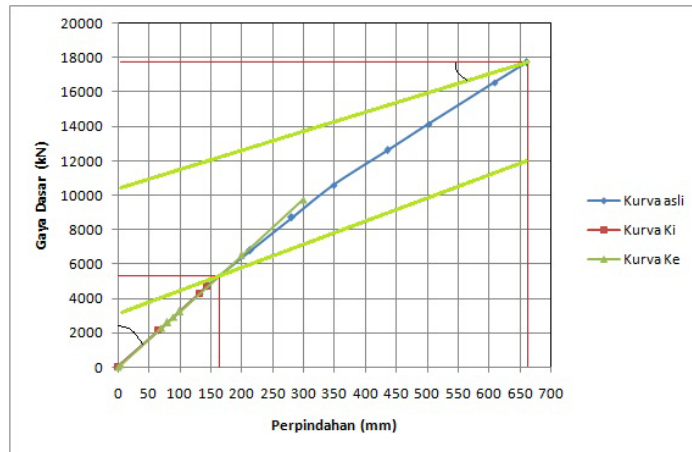
Gambar 6.18 Perbandingan *Inter Story Drift* Gedung STF3

### 6.3.2 Hasil analisis nonlinier beban dorong gedung STF3

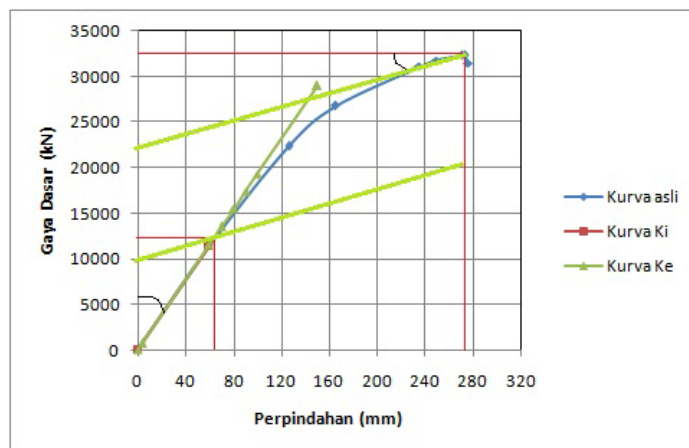
#### a. Kurva kapasitas dan daktilitas struktur

Dari hasil analisis beban dorong (*pushover*) untuk gedung STF3 diperoleh kurva kapasitas struktur yang berupa hubungan antara perpindahan struktur gedung (lantai atap) dengan *base force*. Gambar 6.19 menunjukkan kurva kapasitas

struktur gedung STF3 untuk arah B-T (portal SMRF) dan Gambar 6.20 untuk arah U-S (portal STF).



Gambar 6.19 Kurva Kapasitas Struktur Gedung STF3 Arah B-T



Gambar 6.20 Kurva Kapasitas Struktur Gedung STF3 Arah U-S

Daktilitas ( $\mu_{\Delta}$ ) struktur dihitung dengan menggunakan persamaan (3.73). Dari Gambar 6.19 dan 6.20 diperoleh simpangan lantai atap saat leleh pertama ( $\delta_y$ ) dan saat ultimit ( $\delta_u$ ) untuk kedua arah. Tabel 6.16 merangkum perhitungan daktilitas struktur untuk gedung STF3.

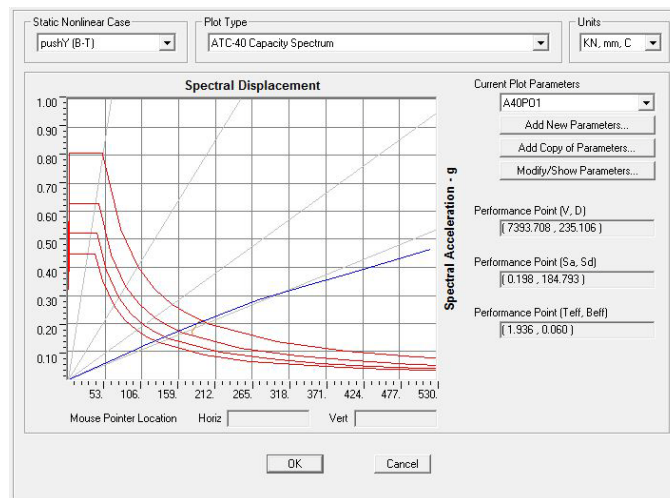
Tabel 6.16 Perhitungan Daktilitas Struktur Gedung STF3

| Arah | $\delta_y$ (mm) | $V_y$ (kN) | $\delta_u$ (mm) | $V_u$ (kN) | $\mu_{\Delta}$ |
|------|-----------------|------------|-----------------|------------|----------------|
| B-T  | 164.7           | 5357.5     | 659.96          | 17719.66   | 4.01           |
| U-S  | 62.5            | 12140      | 272.74          | 32330.15   | 4.36           |

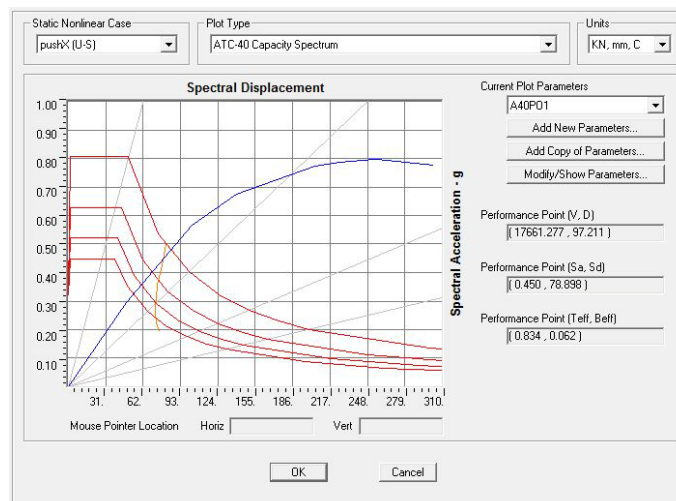
Dari Tabel 6.16 diketahui bahwa untuk arah B-T atau portal SMRF memiliki nilai daktilitas sebesar 3.61, sedangkan untuk arah U-S atau portal STF memiliki nilai daktilitas sebesar 4.36. Terlihat bahwa kemampuan sistem STF pada STF3 untuk berdeformasi saat kondisi pasca elastik adalah lebih besar bahkan dua kali dari kemampuan yang dimiliki oleh sistem SMRF. Dari Tabel 6.16 juga diketahui bahwa gaya lateral yang mampu diterima dari sistem STF lebih besar daripada sistem SMRF. Hal ini menunjukkan bahwa sistem STF lebih daktil daripada sistem SMRF.

#### **b. *Performance Point* dan Kinerja Struktur**

Untuk mengevaluasi tingkat kinerja struktur berdasarkan hasil analisis pushover, terlebih dahulu dihitung target perpindahan maksimum ( $\delta_t$ ) yang terjadi pada titik kontrol tertentu (dalam hal ini pusat massa lantai atap) saat gedung mengalami gempa rencana. Target perpindahan dapat dihitung dengan menggunakan metode spektrum kapasitas yang telah *built in* dalam program SAP2000. Tetapi nilai koefisien  $C_a = S_a = 0.323$  dan  $C_v = S_{D1} = 0.402$  perlu *diinputkan* untuk proses perhitungan kurva demand. Gambar 6.21 menunjukkan hasil analisa *performance point* arah B-T untuk gedung STF2, dimana diperoleh target perpindahan  $\delta_{t-BT} = 235$  mm dengan *base force*  $V_{t-BT} = 7393.7$  kN. Sedangkan Gambar 6.22 menunjukkan hasil analisa *performance point* arah U-S untuk gedung STF2, dimana diperoleh target perpindahan  $\delta_{t-US} = 97.2$  mm dengan *base force*  $V_{t-US} = 17661.3$  kN. Nilai *base force* saat *performance point* untuk arah tersebut lebih besar dari nilai *base force* saat pertama kali leleh ( $V_y$ ) untuk masing-masing arah seperti tercantum pada Tabel 5.12. Dengan demikian maka dapat disimpulkan gedung STF3 ini pada kedua arahnya telah bersifat inelastik saat gempa rencana terjadi.



Gambar 6.21 *Performance Point* Gedung STF3 Arah B-T



Gambar 6.22 *Performance Point* Gedung STF3 Arah U-S

Berdasarkan nilai perpindahan atap saat gempa rencana terjadi tersebut akan dievaluasi tingkat kinerja dari struktur gedung STF3 ini. Saat struktur gedung STF3 arah B-T mencapai *performance point* diperoleh nilai perpindahan lantai atap sebesar 235 mm. Nilai ini bila dilihat pada hasil analisa *pushover* dalam Tabel 6.17 berada antara step 3 dan step 4 dan menunjukkan bahwa tingkat kinerja struktur berada antara kondisi A dan B. Sedangkan untuk arah U-S dengan nilai perpindahan atap saat *performance point* sebesar 97.2 mm, berdasarkan Tabel 6.18 maka berada antara step 1 dan step 2 dan menunjukkan tingkat kinerja struktur berada antara kondisi B dan IO. Dengan demikian maka pada saat gempa rencana

terjadi, pada kedua arah gedung STF3 ini dalam kondisi terparahnya masih dalam kondisi sangat aman *Immediate Occupancy*, sehingga kondisi ini menunjukkan kinerja yang sangat baik untuk gedung STF3.

Tabel 6.17 Hasil Analisis Nonlinier Beban Dorong Gedung STF3 Arah B-T

| Step | Displacement (mm) | Base Shear (kN) | A to B | B to IO | IO to LS | LS to CP | CP to C | C to D | D to E | Beyond E | Total |
|------|-------------------|-----------------|--------|---------|----------|----------|---------|--------|--------|----------|-------|
| 0    | 0.00              | 0.00            | 2216   | 0       | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 2216  |
| 1    | 65.96             | 2144.06         | 2216   | 0       | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 2216  |
| 2    | 131.96            | 4288.12         | 2216   | 0       | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 2216  |
| 3    | 197.96            | 6432.18         | 2216   | 0       | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 2216  |
| 4    | 263.96            | 8576.24         | 2216   | 0       | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 2216  |
| 5    | 286.43            | 9306.29         | 2214   | 2       | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 2216  |
| 6    | 355.19            | 11375.57        | 2102   | 114     | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 2216  |
| 7    | 431.51            | 13205.46        | 2070   | 138     | 0        | 0        | 8       | 0      | 0      | 0        | 2216  |
| 8    | 508.76            | 15030.14        | 2060   | 140     | 8        | 0        | 8       | 0      | 0      | 0        | 2216  |
| 9    | 629.09            | 17843.27        | 2032   | 168     | 0        | 4        | 12      | 0      | 0      | 0        | 2216  |
| 10   | 659.96            | 18562.29        | 2032   | 168     | 0        | 4        | 12      | 0      | 0      | 0        | 2216  |

Tabel 6.18 Hasil Analisis Nonlinier Beban Dorong Gedung STF3 Arah U-S

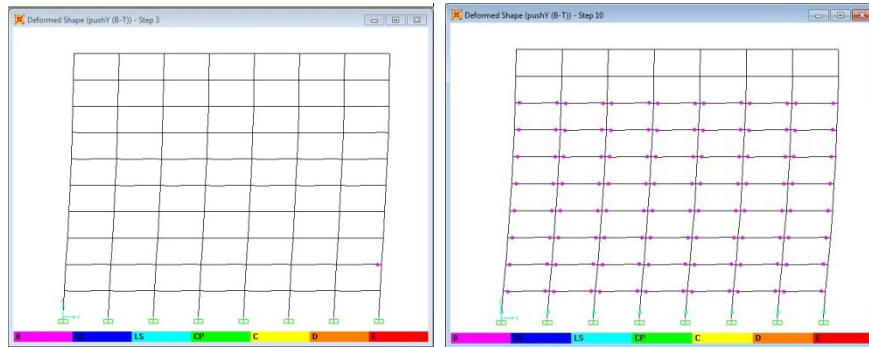
| Step | Displacement (mm) | Base Shear (kN) | A to B | B to IO | IO to LS | LS to CP | CP to C | C to D | D to E | Beyond E | Total |
|------|-------------------|-----------------|--------|---------|----------|----------|---------|--------|--------|----------|-------|
| 0    | 0.00              | 0.00            | 2216   | 0       | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 2216  |
| 1    | 59.39             | 11479.56        | 2215   | 1       | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 2216  |
| 2    | 126.05            | 22375.92        | 2135   | 81      | 0        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 2216  |
| 3    | 165.53            | 26771.05        | 2147   | 60      | 9        | 0        | 0       | 0      | 0      | 0        | 2216  |
| 4    | 235.10            | 31079.10        | 1992   | 191     | 17       | 14       | 0       | 2      | 0      | 0        | 2216  |
| 5    | 249.65            | 31797.04        | 1958   | 207     | 28       | 13       | 4       | 6      | 0      | 0        | 2216  |
| 6    | 270.70            | 32298.54        | 1911   | 242     | 37       | 13       | 6       | 7      | 0      | 0        | 2216  |
| 7    | 272.74            | 32330.15        | 1908   | 244     | 37       | 11       | 6       | 10     | 0      | 0        | 2216  |
| 8    | 275.78            | 31426.97        | 1859   | 274     | 41       | 15       | 14      | 11     | 1      | 1        | 2216  |

### c. Mekanisme keruntuhan

Gambar 6.23 menunjukkan mekanisme terjadinya sendi plastis pada gedung STF2 untuk arah B-T yang diambil pada portal terkritis. Gambar 6.23 (a) merupakan kondisi dimana mulai terjadi pelelehan pertama kali pada ujung *spandrel beam* di lantai bawah step 3, sedangkan Gambar 6.23 (b) adalah kondisi



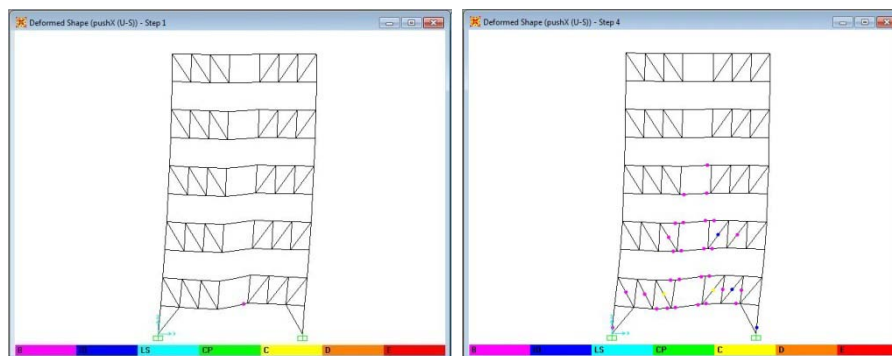
dimana struktur mengalami kondisi ultimit pada step 10 dengan sebagian besar ujung-ujung balok *spandrel beam* mengalami leleh, dan ujung bawah kolom lantai dasar telah mengalami plastifikasi.



(a) Step 3

(b) Step 10

Gambar 6.23 Mekanisme Keruntuhan Gedung STF2 Arah B-T



(a) Step 1

(b) Step 4

Gambar 6.24 Mekanisme Keruntuhan Gedung STF2 Arah U-S

Dalam Gambar 6.24 menunjukan mekanisme keruntuhan yang terjadi pada gedung STF1 untuk arah U-S yang diambil pada portal terkritis. Gambar 6.24 (a) merupakan kondisi dimana mulai terjadi pelelehan pertama kali pada elemen *vierendeel* seperti yang diharapkan, yang kemudian diikuti oleh semua elemen *vierendeel* dan elemen-elemen *truss* di area sekitar *vierendeel* dan ujung bawah kolom. Sedangkan Gambar 6.24 (b) adalah kondisi struktur saat mengalami kondisi ultimit dimana telah terjadi *collapse* pada elemen *diagonal chord* yang berada disekitar *vierenceel* panel.

## 6.4 Perbandingan Hasil Analisis antar Gedung STF

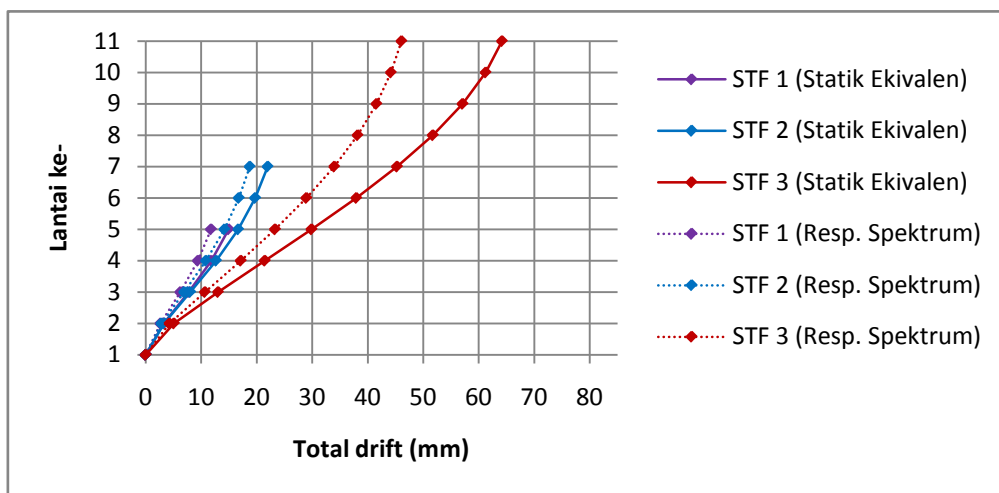
Berdasarkan hasil analisis yang telah dilakukan pada semua model STF dalam penelitian ini, maka subbab ini secara khusus akan membahas perbandingan hasil analisa tersebut antar model STF, dari model STF1 hingga STF3. Hasil analisa yang akan dibandingkan meliputi hasil analisa linier dan nonlinier baik untuk arah B-T (portal SMRF) maupun arah U-S (portal STF). Khusus untuk arah U-S akan dilihat pengaruh penambahan jumlah lantai dengan rasio perbandingan lebar *vierendeel panel* dan jarak antar *vertical truss* yang sama terhadap hasil analisa baik linier maupun nonlinier.

### 6.4.1 Perbandingan simpangan antar gedung STF

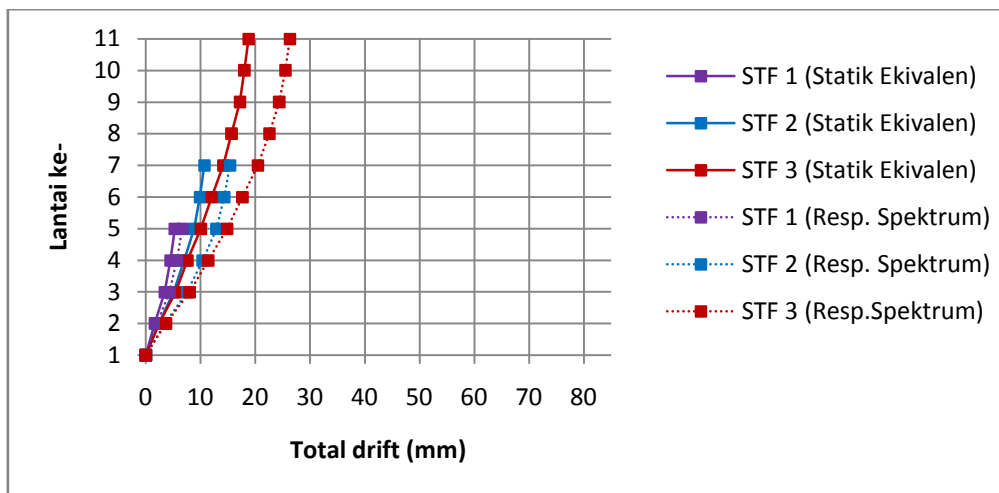
Hasil analisa dalam kondisi linier dari struktur gedung ini berupa *total drift* serta *inter story drift* dari masing-masing model STF. Gambar 6.25 (a) menunjukkan grafik *total drift* yang terjadi untuk arah B-T dan arah U-S untuk analisa statik ekuivalen dan respon spektrum., Dapat diketahui bahwa secara keseluruhan nilai *total drift* akibat gaya analisa statik ekuivalen pada arah B-T lebih besar dari analisa respon spektrum pada semua model STF. Terlihat juga bahwa untuk analisa respon spektrum menunjukkan nilai total drift yang berdekatan atau hampir sama pada semua model STF. Sedangkan untuk analisa statik ekuivalen menunjukkan bahwa semakin banyak jumlah lantai (semakin tinggi struktur gedung) maka nilai total drift juga semakin besar dan perbedaan nilai antar ketiganya cukup besar. Sehingga ada pengaruh jumlah lantai yang menunjukkan bahwa untuk jumlah lantai yang lebih rendah, perbedaan *total drift* antara analisa statik ekuivalen dengan respon spektrum juga lebih rendah, bila dibandingkan dengan gedung dengan jumlah lantai yang lebih banyak.

Sedangkan Gambar 6.25 (b) merupakan grafik *total drift* yang terjadi untuk arah U-S untuk analisa statik ekuivalen dan respon spektrum. Secara keseluruhan nilai *total drift* akibat gaya analisa statik ekuivalen lebih kecil dari analisa respon spektrum pada semua model STF. Terlihat juga seperti pada model arah U-S bahwa untuk analisa respon spektrum menunjukkan nilai *total drift* yang tidak berdekatan atau hampir sama pada semua model STF. Sedangkan untuk analisa statik ekuivalen menunjukkan bahwa semakin banyak jumlah lantai (semakin tinggi

struktur gedung) maka nilai *total drift* juga semakin besar dan perbedaan nilainya cukup besar. Sehingga ada pengaruh jumlah lantai yang menunjukkan bahwa untuk jumlah lantai yang lebih rendah, perbedaan *total drift* antara analisa statik ekuivalen dan respon spektrum juga lebih rendah, bila dibandingkan dengan gedung dengan jumlah lantai yang lebih banyak. Tetapi jika dibandingkan dengan arah B-T (SMRF) nilai *total drift* pada arah U-S lebih kecil, sehingga bias disimpulkan bahwa STF lebih kaku dibandingkan dengan SMRF.



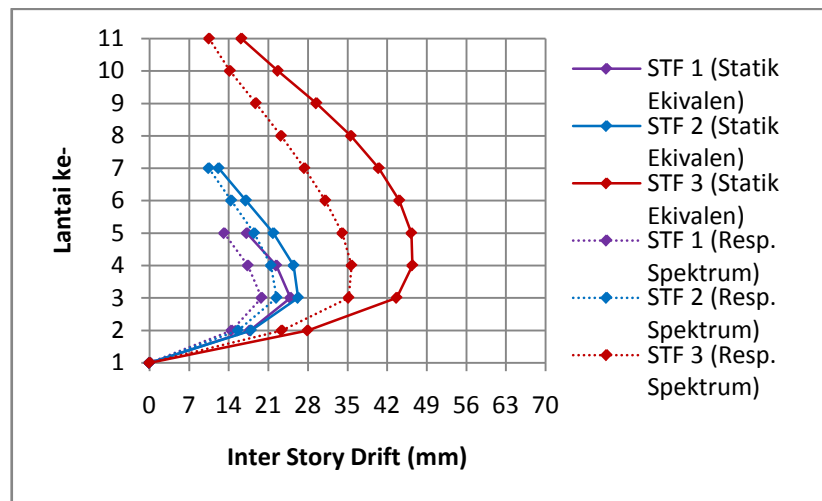
(a) arah B-T (SMRF)



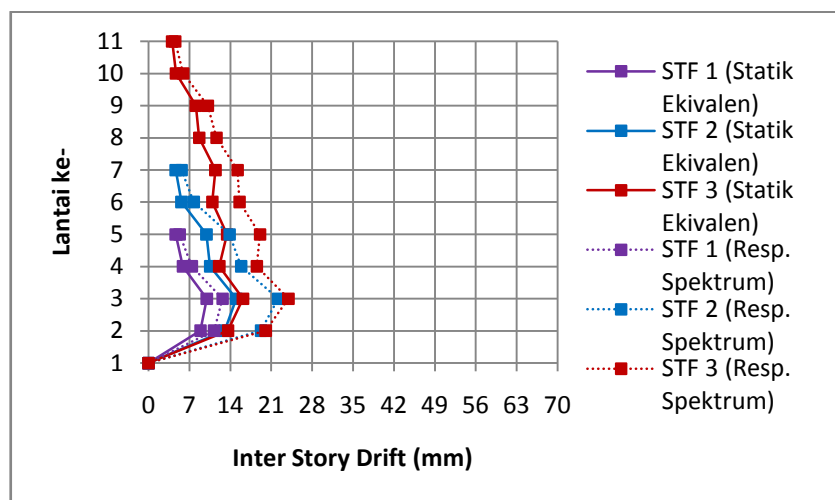
(b) arah U-S (STF)

Gambar 6.25 Perbandingan *Total Drift* untuk Arah B-T dan U-S

Dengan demikian maka terjadi fenomena yang sama pada perbandingan *inter story drift* antar semua model STF. Gambar 6.26 (a) menunjukkan nilai *inter story drift* pada arah B-T, sedangkan gambar 6.26 (b) untuk arah U-S. Dari kedua gambar tersebut terlihat bahwa untuk analisa statik ekivalen lebih besar dari respon spektrum pada arah B-T tetapi lebih kecil dari respon spektrum pada arah U-S. Semakin banyak jumlah lantai semakin besar pula nilai *inter story drift* baik untuk analisa statik ekivalen dan respon spektrum, maupun untuk di kedua arah B-T dan U-S. Nilai *inter story drift* untuk arah U-S juga lebih kecil dibandingkan dengan arah B-T. Karena arah U-S (STF) lebih kaku.



(a) arah B-T (SMRF)



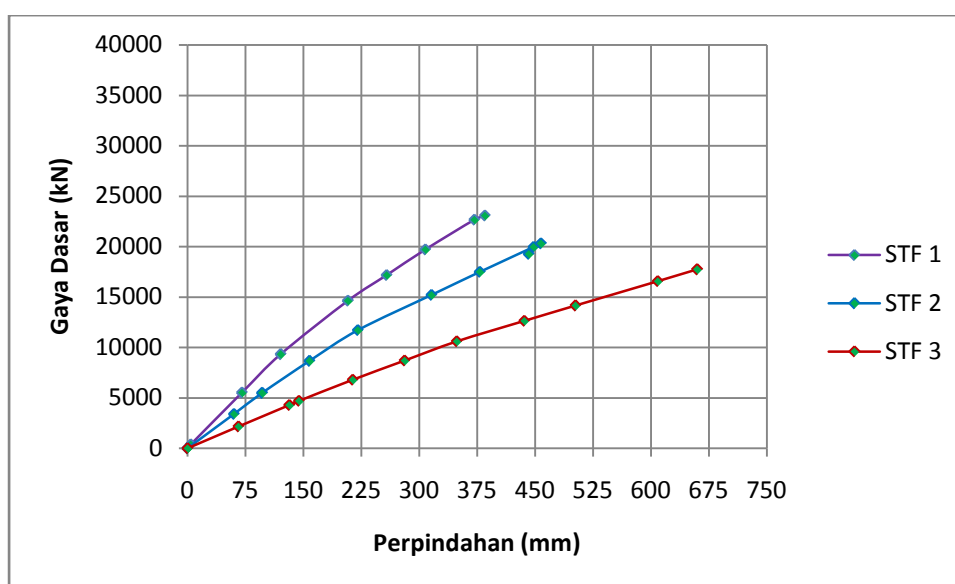
(b) arah U-S (STF)

Gambar 6.26 Perbandingan *Inter Story Drift* untuk Arah B-T dan U-S

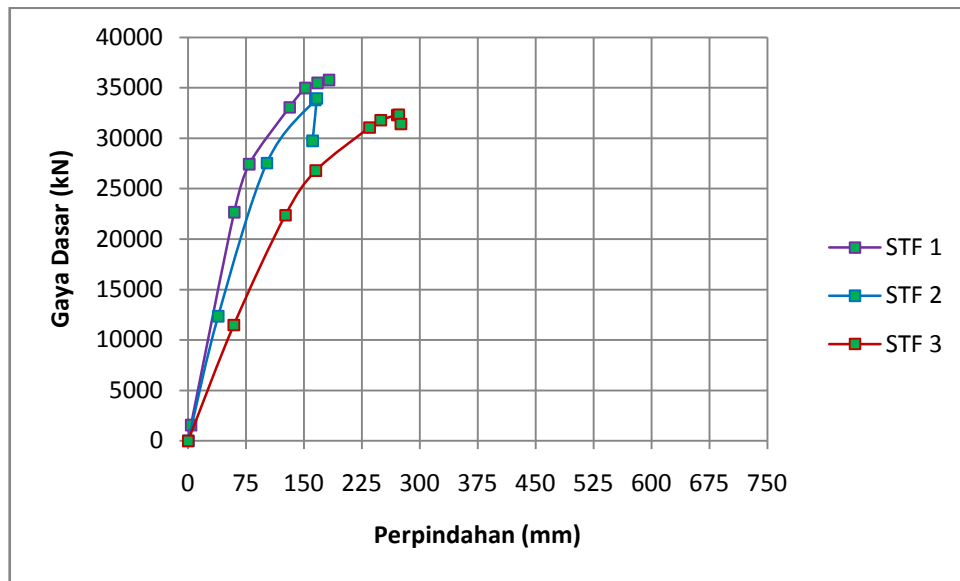
#### 6.4.2 Perbandingan analisis nonlinier beban dorong

Berdasarkan hasil analisa statik nonlinier pushover, maka secara khusus pada subbab ini akan membahas perbandingan hasil tersebut antara setiap model. Dari perbandingan kurva kapasitas struktur untuk arah B-T (portal SMRF) seperti ditampilkan pada Gambar 6.27. Terlihat bahwa semakin banyak jumlah lantai semakin besar pula perpindahan lantai atap saat pertama leleh ( $\delta_y$ ) dan saat runtuh ( $\delta_u$ ). Terlihat juga bahwa semakin banyak jumlah lantai gaya dasar pada saat lantai atap runtuh ( $V_u$ ) antar ketiga model menunjukkan peningkatan. Begitu juga untuk gaya dasar pada saat lantai atap pertama leleh ( $V_y$ ) semakin meningkat nilainya.

Hal yang berbeda tampak pada hasil perbandingan kurva kapasitas struktur untuk arah U-S (portal STF) seperti terlihat pada Gambar 6.28. Terlihat bahwa semakin banyak jumlah lantai semakin besar pula perpindahan lantai atap saat pertama leleh ( $\delta_y$ ) dan saat runtuh ( $\delta_u$ ). Akan tetapi terlihat bahwa gaya dasar pada saat lantai atap runtuh ( $V_u$ ) antar ketiga model menunjukkan bahwa semakin banyak jumlah lantai semakin turun. Begitu juga untuk gaya dasar pada saat lantai atap pertama leleh ( $V_y$ ) semakin menurun nilainya. Hal ini menunjukkan bahwa semakin banyak jumlah lantai mengakibatkan sistem STF lebih daktail dari sistem SMRF.

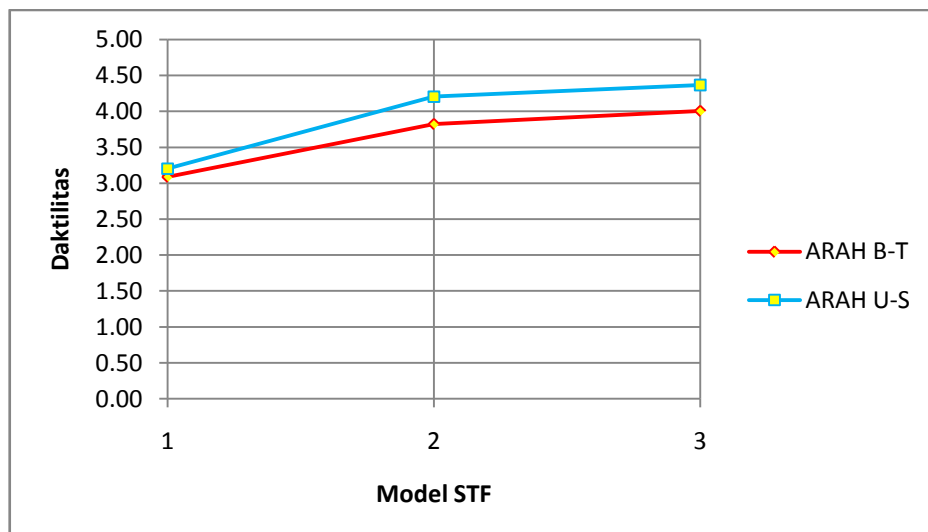


Gambar 6.27 Perbandingan Kurva Kapasitas Struktur untuk Arah B-T



Gambar 6.28 Perbandingan Kurva Kapasitas Struktur untuk Arah U-S

Pada Gambar 6.29 terlihat bahwa terjadi peningkatan daktilitas struktur pada kedua arah B-T dan U-S yang disebabkan oleh penambahan jumlah lantai walaupun nilai daktilitas pada arah B-T lebih kecil dari arah U-S. Hal ini menunjukkan bahwa sistem STF mempunyai perilaku yang lebih baik dari sistem SMRF



Gambar 6.29 Perbandingan Daktilitas Tiap Model Gedung STF

Tabel 6.18 *Performance Point* Arah B-T

| Model | $\delta y$ (mm) | $V_y$ (kN) | <i>Performance Level</i>   |
|-------|-----------------|------------|----------------------------|
| STF1  | 98.4            | 7625.9     | <i>Immediate Occupancy</i> |
| STF2  | 140.65          | 7754.6     | <i>Immediate Occupancy</i> |
| STF3  | 235             | 7393.7     | <i>Immediate Occupancy</i> |

Tabel 6.19 *Performance Point* Arah U-S

| Model | $\delta y$ (mm) | $V_y$ (kN) | <i>Performance Level</i>   |
|-------|-----------------|------------|----------------------------|
| STF1  | 28.5            | 12222.5    | <i>Immediate Occupancy</i> |
| STF2  | 58.7            | 17118.2    | <i>Life Safety</i>         |
| STF3  | 97.2            | 17661.3    | <i>Immediate Occupancy</i> |

Berdasarkan hasil evaluasi kinerja pada saat gempa rencana terjadi, seperti yang terlihat pada tabel 6.18 dan 6.19 gedung STF1, STF 2, dan STF 3 pada kedua arahnya berada dalam kondisi *Immediate Occupancy* sampai *Life Safety* yaitu kondisi ideal yang diharapkan.. Berdasarkan mekanisme keruntuhan yang terjadi juga terlihat bahwa gedung STF1, STF 2, dan STF 3 pada arah B-T mengalami pelelehan pertama pada hampir semua ujung *spandrel beam*, yang kemudian diikuti oleh ujung kolom bawah, sedangkan pada arah U-S mengalami pelelehan pertama kali pada elemen *vierendeel* pada lantai dasar, kemudian diikuti pada elemen *vierendeel* pada lantai- lantai selanjutnya, baru diikuti pelelehan pada elemen-elemen *truss chord* di area *vierendeel* dan *knee brace* pada lantai dasar.

Tabel 6.20 Perhitungan Daktilitas Struktur Gedung STF2 Tanpa RBS

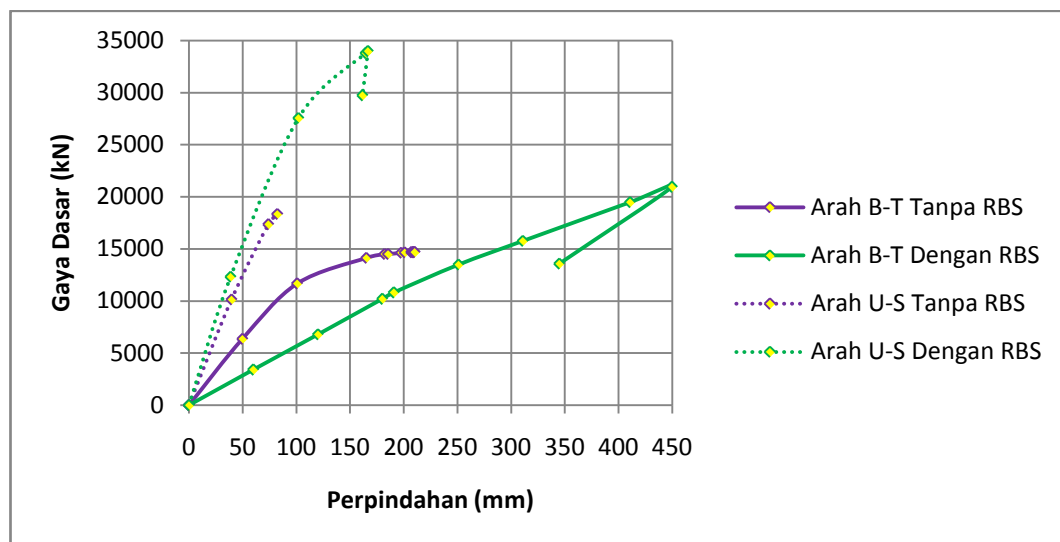
| Arah | $\delta y$ (mm) | $V_y$ (kN) | $\delta u$ (mm) | $V_u$ (kN) | $\mu\Delta$ |
|------|-----------------|------------|-----------------|------------|-------------|
| B-T  | 49.716          | 6358.658   | 210.245         | 14670.29   | 4.229       |
| U-S  | 39.539          | 10132.22   | 82.349          | 18331.36   | 2.083       |

Tabel 6.21 Perhitungan Daktilitas Struktur Gedung STF2 Dengan RBS

| Arah | $\delta y$ (mm) | $V_y$ (kN) | $\delta u$ (mm) | $V_u$ (kN) | $\mu\Delta$ |
|------|-----------------|------------|-----------------|------------|-------------|
| B-T  | 119.7           | 6767.5     | 457.6711        | 20312.62   | 3.823       |
| U-S  | 39.6            | 12590      | 166.508         | 33959.84   | 4.204       |

Dapat diketahui juga pada tabel 6.20 dan 6.21 yang menunjukkan perbandingan kapasitas struktur STF tanpa dan dengan RBS pada elemen

*vierendeel*. Dari kedua tabel tersebut dapat dilihat bahwa terjadi peningkatan nilai daktilitas pada kedua arah B-T dan U-S dengan nilai arah U-S lebih besar dari arah B-T. Terlihat pula nilai gaya dasar yang mampu diterima gedung STF (arah U-S) dengan RBS pada elemen *vierendeel* lebih besar dari gedung STF (arah U-S) tanpa RBS pada elemen *vierendeel*. Hal ini menunjukkan bahwa dengan adanya RBS pada elemen *vierendeel* mampu meningkatkan daktilitas struktur pada portal STF (arah U-S) dengan disipasi energi yang lebih besar (gaya lateral yang mampu diterima lebih besar). Dapat disimpulkan bahwa desain RBS pada elemen *vierendeel* mempunyai pengaruh yang cukup signifikan.



Gambar 6.30 Perbandingan Gaya Dasar dan Perpindahan STF 2 Tanpa dan Dengan RBS

Terlihat pada gambar 6.30 perbandingan perilaku yang terjadi antara model STF2 tanpa adanya RBS dan dengan adanya RBS. Terlihat bahwa nilai perpindahan pada arah B-T dan arah U-S relatif naik dengan adanya RBS. Gaya dasar yang terjadi pada arah U-S dengan adanya RBS meningkat drastis dibandingkan dengan tanpa adanya RBS. Sehingga dari tren grafik yang terlihat model STF dengan adanya RBS cenderung mampu menerima gaya lateral yang lebih besar.



*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## BAB 7

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 7.1 Kesimpulan

Dari penelitian yang telah dilakukan dengan membuat sejumlah model gedung menggunakan sistem *staggered truss framing* yang memiliki jumlah lantai yang berbeda dengan rasio perbandingan lebar *vierendeel panel* dan jarak antar *vertical truss* yang sama, maka dapat diambil kesimpulan antara lain sebagai berikut:

1. Dengan adanya modifikasi penampang atau metode *Reduced Beam Section* (RBS) menunjukkan peningkatan nilai daktilitas pada kedua arah B-T dan U-S. Terlihat juga bahwa gaya dasar yang terjadi pada arah U-S dengan adanya RBS meningkat drastis dibandingkan dengan tanpa adanya RBS, sehingga dari tren grafik yang terlihat pada arah U-S dengan adanya RBS cenderung mampu menerima gaya lateral yang lebih besar. Hal ini menunjukkan bahwa dengan adanya RBS pada elemen *vierendeel* mengakibatkan perilaku portal STF lebih daktil dari portal SMRF, sehingga bisa disimpulkan bahwa desain RBS pada elemen *vierendeel* mempunyai pengaruh yang cukup signifikan.
2. Dengan bertambahnya jumlah lantai gedung *staggered truss framing* maka bertambah pula nilai *total drift* dan *inter story drift* pada analisa statik ekuivalen maupun respon spektrum. Secara keseluruhan nilai *total drift* dan *inter story drift* dengan analisa statik ekuivalen lebih besar dari analisa respon spektrum pada arah B-T, tetapi sebaliknya pada arah U-S. Nilai *total drift* dan *inter story drift* untuk arah U-S (STF) lebih kecil dari arah B-T (SMRF), sehingga disimpulkan model STF lebih kaku.
3. Secara umum, mekanisme keruntuhan dari sistem *staggered truss framing* ini akan mengalami pelelehan pertama kali pada elemen *vierendeel panel* kemudian diikuti pelelehan pada elemen *truss chord* serta *diagonal chord* yang berada disekitar *vierendeel panel* tersebut. Selain itu pada ujung kolom paling bawah akan mengalami pelelehan juga. Dengan demikian maka *vierendeel panel* dan elemen struktur disekitarnya, memiliki peranan penting dalam proses

plastifikasi dari sistem struktur *staggered truss framing*. Berdasarkan hasil evaluasi kinerja juga diketahui bahwa model STF1, STF2 dan STF3 (4, 6 dan 10 lantai) memberikan tingkat kinerja yang cukup baik diterapkan karena pada kondisi kritisnya masih berada pada tingkat *Immediate Occupancy* dan *Life Safety*.

Dari hasil penelitian yang telah dilakukan ini secara umum menggambarkan bahwa sistem *staggered truss framing* mampu digunakan sebagai sistem struktur penahan beban gempa pada wilayah gempa tinggi. Dengan studi pada jumlah lantai yang bervariasi bisa didapatkan alternatif-alternatif perencanaan struktur gedung sistem *staggered truss framing* sesuai dengan kondisi realita di lapangan. Dengan penggunaan RBS bisa didapatkan prediksi perilaku struktur gedung dimana direncanakan lemah pada elemen tertentu tetapi masih dalam kondisi sistem gedung yang aman dan ideal.

## 7.2 Saran

Saran yang diberikan terkait keberlanjutan penelitian ini antara lain:

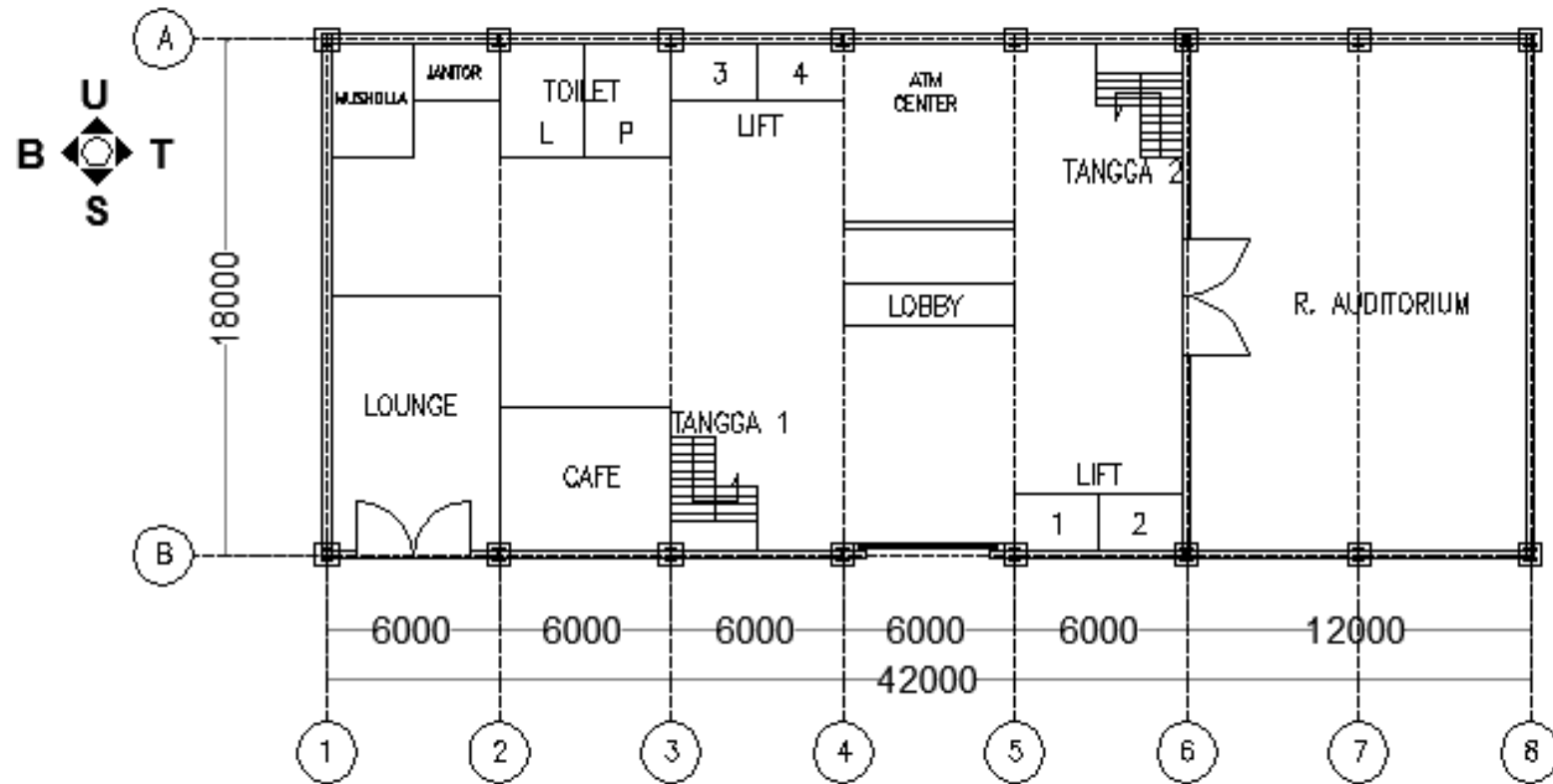
1. Penggunaan *reduced beam section* pada elemen *ierendeel panel* dengan rasio perbandingan lebar *ierendeel panel* dan jarak antar *vertical truss* yang variatif.
2. Pengaplikasian sistem *staggered truss framing* pada gedung yang lebih tinggi.

## DAFTAR PUSTAKA

- ATC-55 Project. 2005. FEMA 440 – Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- AISC. 2002. Steel Design Guide Series 14 – Staggered Truss Framing System. New York.
- Badan Standarisasi Nasional. 2000. Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 1729-2000). Bandung: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. 2005. Tata Cara Penghitungan Pembebanan untuk Bangunan Rumah dan Gedung (SNI 1727-2013). Bandung: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. 2010. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726-2012). Bandung: BSN.
- Habibullah, Ashraf. 2003. Staggered Truss Farming Systems Using ETABS. California.
- Chao, Shih-ho. 2011. Challenges of Using Steel Staggered Truss Framing Systems in High Sismic Region: Behavior, Issues, and Possible Solution. New York.
- D.T. Pachoumis et al. 2009. Reduced Beam Section Moment Connections Subjected to Cyclic Loading: Experimental Analysis and FEM simulation. Xanthi.
- Hasan, Muhammad, Wijayanto. 2009. Studi Perbandingan Balok Baja Konvensional dan Balok Reduced Beam Section untuk Bangunan Baja Tahan Gempa. Surabaya. Tugas Akhir S1 Teknik Sipil ITS.
- Juniazhar, R. P. 2012. Studi Perbandingan Berbagai Jenis Sambungan Kaku dengan Menggunakan Balok Reduced Beam Section. Surabaya. Tugas Akhir S1 Teknik Sipil ITS.

- Kim, Jinkoo, dan Joonho, Lee. 2006. Seismic Behavior of Staggered Truss Systems. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland.
- Prahasto, Sendey. 2012. Studi Pemilihan Tipe Bracing pada Sistem Staggered Truss Frame yang Diaplikasikan pada Bangunan Gedung Rusunawa Gunung Sari. Surabaya. Tugas Akhir S1 Teknik Sipil ITS.
- Setiyarto, Y. Djoko. 2007. Sistem Staggered Truss Frame Sebagai Alternatif Sistem Struktur Bentang Lebar pada Gedung Bertingkat. Bandung: Majalah Ilmiah UNIKOM vol.6 no.2.
- Tethool, Yoga, C. V. 2013. Perilaku Inelastik Sistem Staggered Truss Framing pada Gedung Bertingkat dengan Analisis Nonlinier Beban Dorong dan Riwayat Waktu. Surabaya: Tesis Program S2 bidang Struktur Teknik Sipil ITS.
- Xuhong, Zhou, Yongjun He, Lei, Xu, dan Qishi, Zhou. 2009. Experimental Study and Numeric Analyses on Seismic Behaviour of Staggered-truss System Under Low Cyclic Loading. China. Thin Walled Structures Journal, hal 1343-1353.
- Wahyuni, Endah, Isdarmanu dan Djoko Irawan. 2012. Pemakaian Sistem Staggered Truss Framing (STF) sebagai Penahan Beban Gempa pada Rumah Susun. Surabaya: Prosiding Seminar Nasional VIII Teknik Sipil ITS.
- Wahyuni, Endah, dan Tethool, Yoga C. V. 2014. Effect of Vierendeel Panel Width and Vertical Truss Spacing Ratio in Staggered Truss Framing System under Earthquake Loads.

LAMPIRAN 1 - Gambar Denah Lantai Dasar

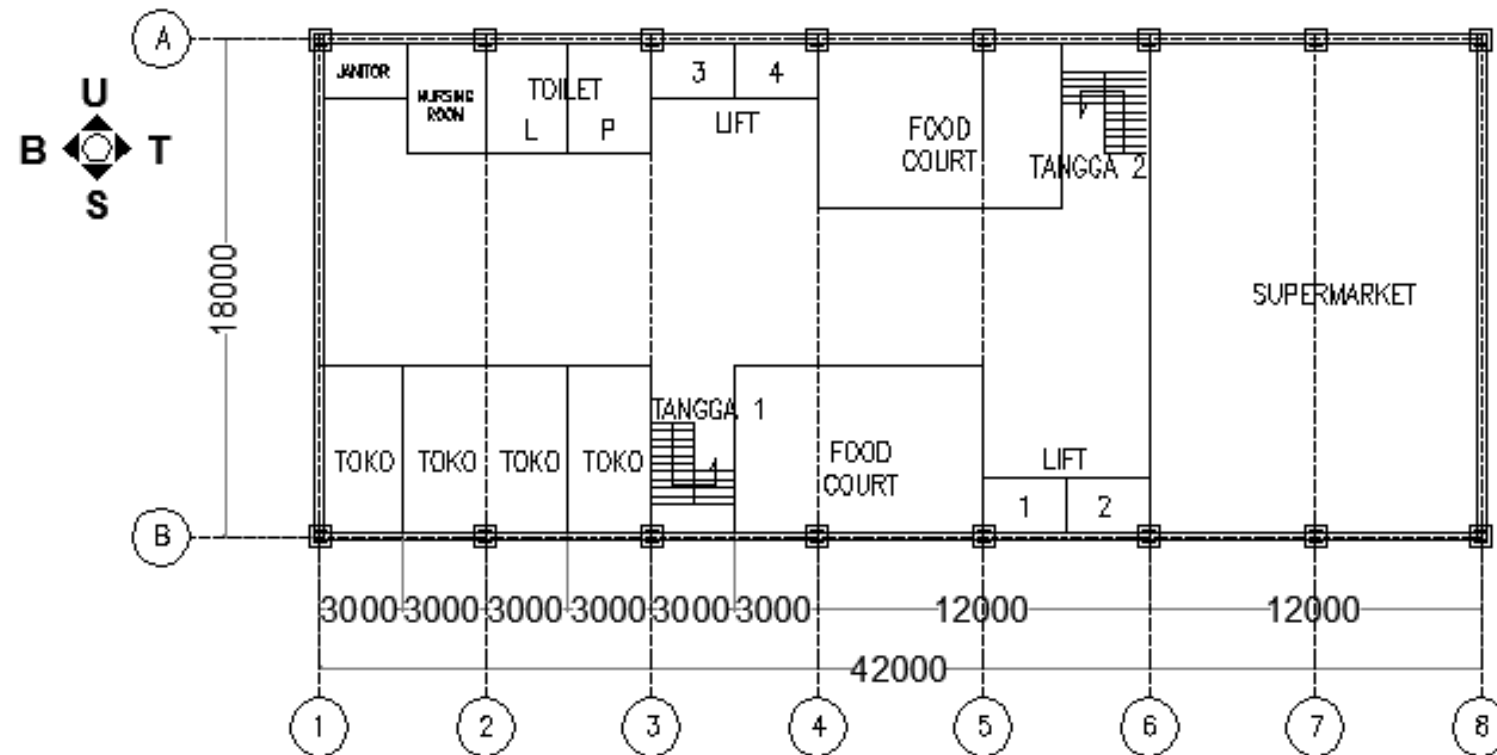


DENAH LANTAI DASAR

1:100

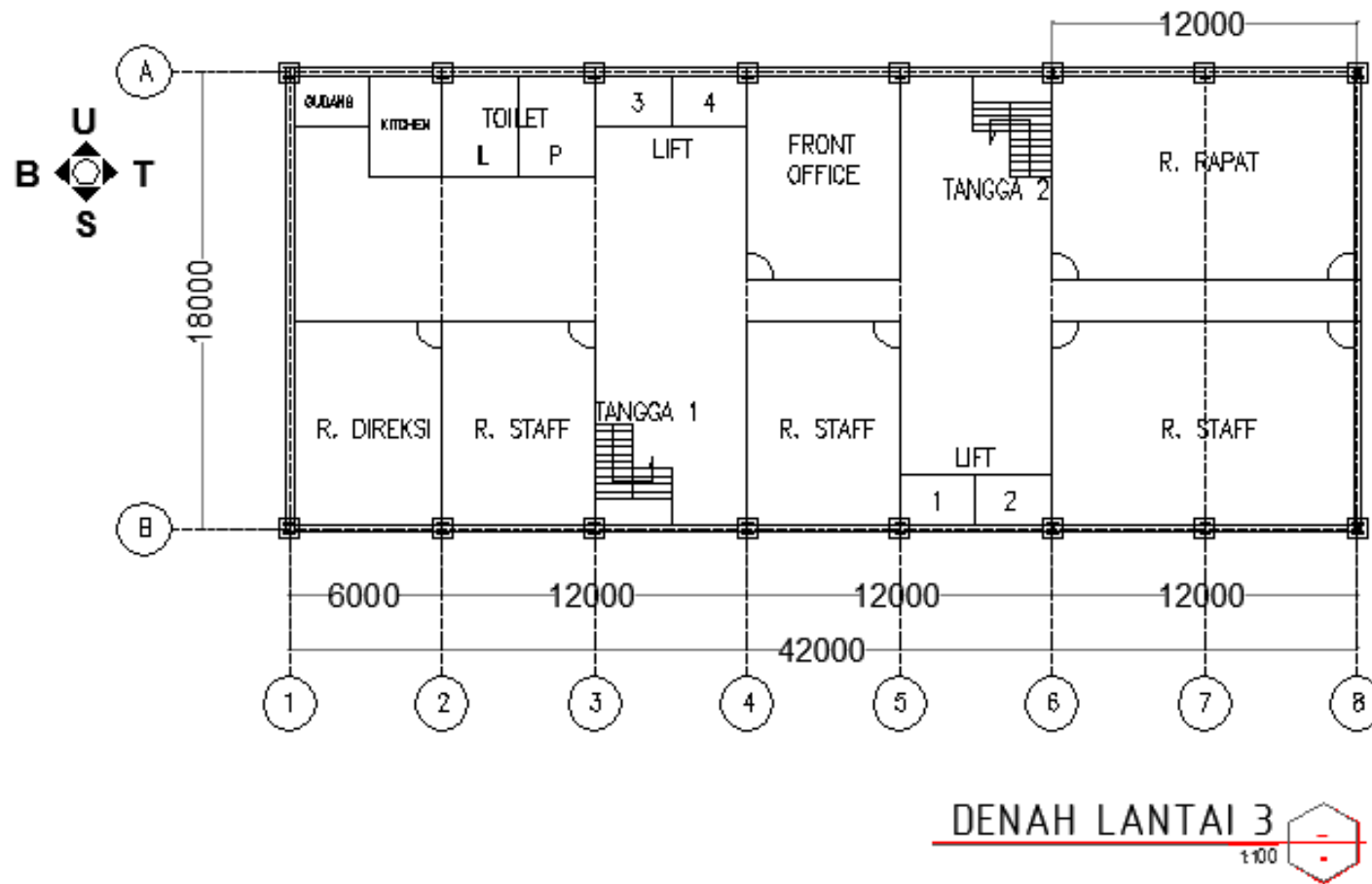


LAMPIRAN 2 - Gambar Denah Lantai 2



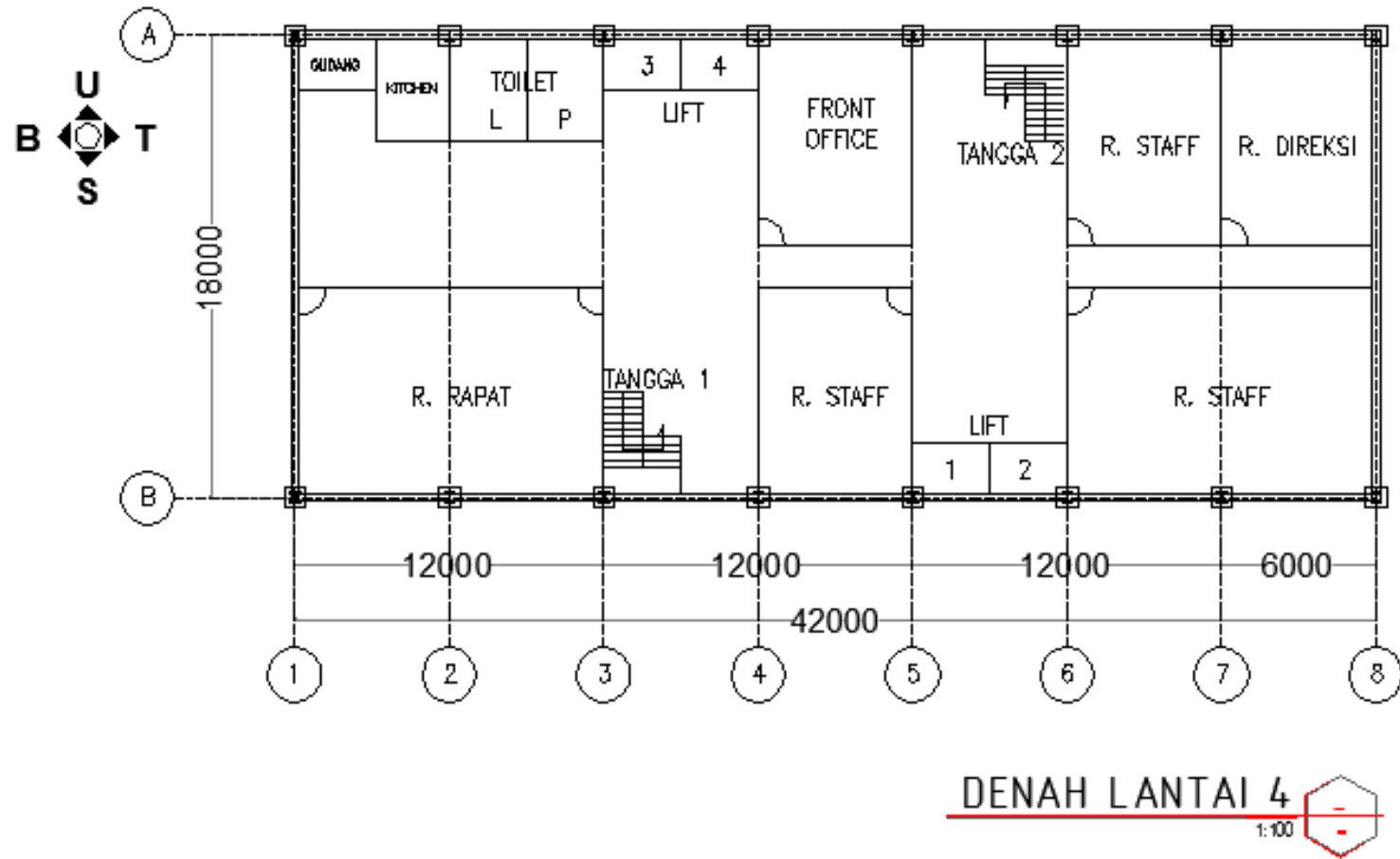
DENAH LANTAI 2  
1:100

LAMPIRAN 3 - Gambar Denah Lantai 3

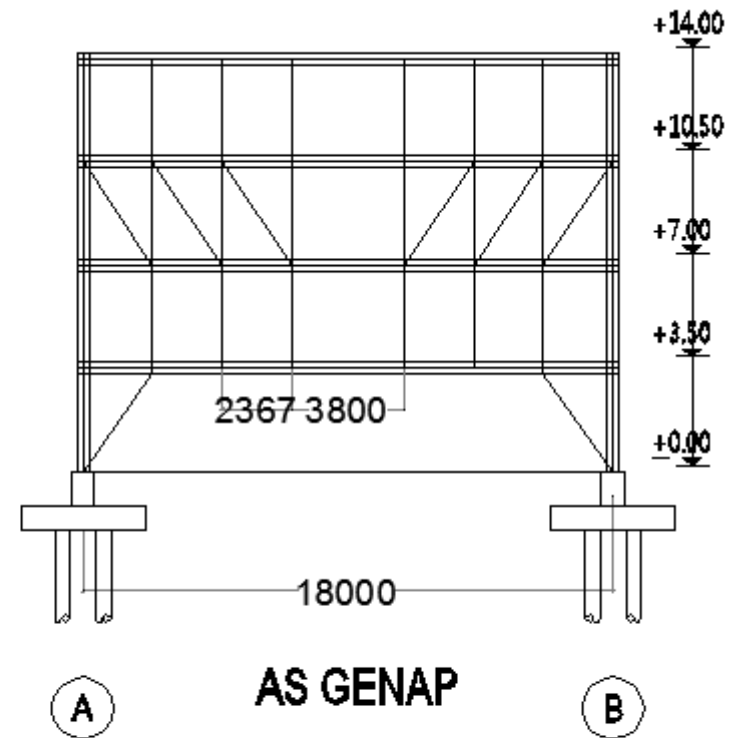
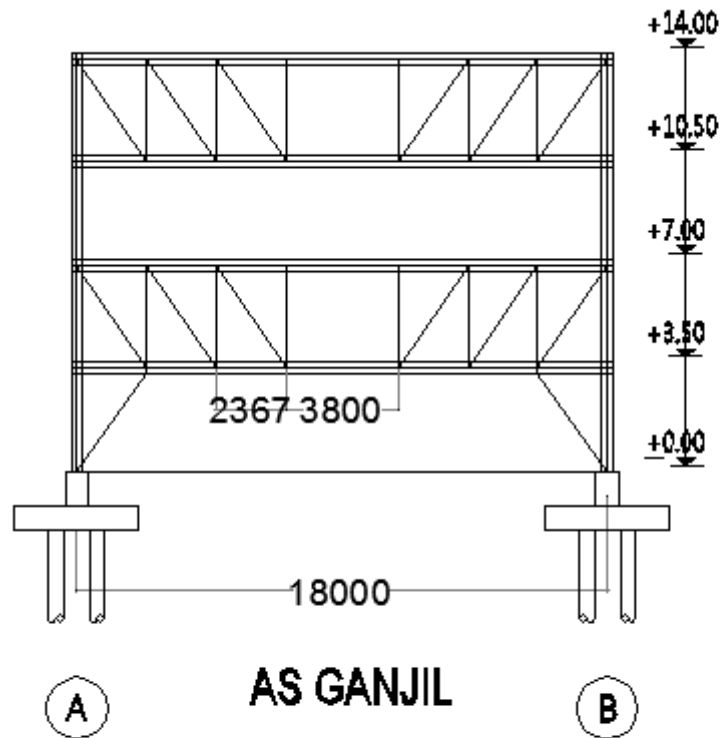




LAMPIRAN 4 - Gambar Denah Lantai 4 dan Seterusnya

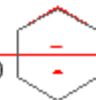


## LAMPIRAN 5 - Gambar Model Gedung STF1 Arah U-S

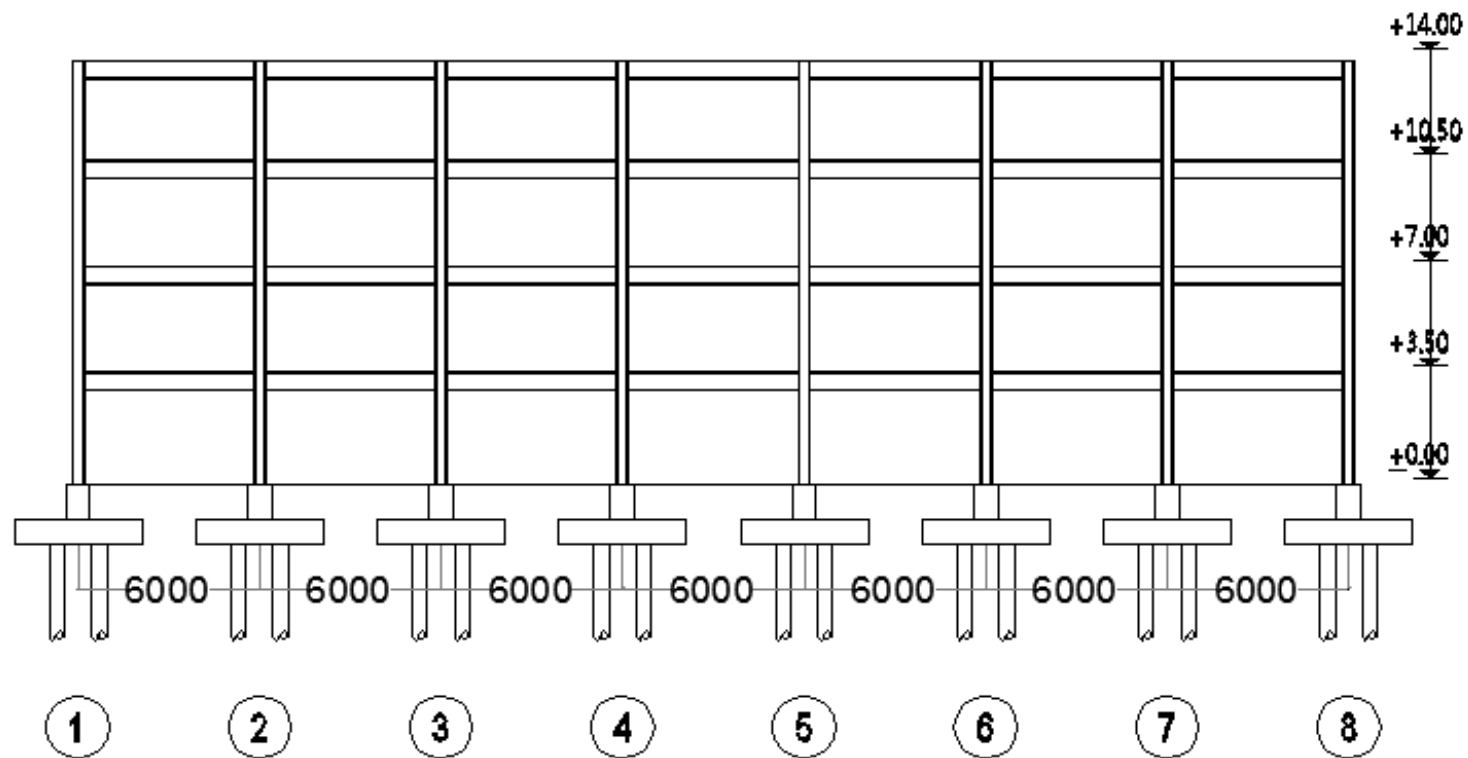


STF1 ARAH U-S (PORTAL STF)

1:100



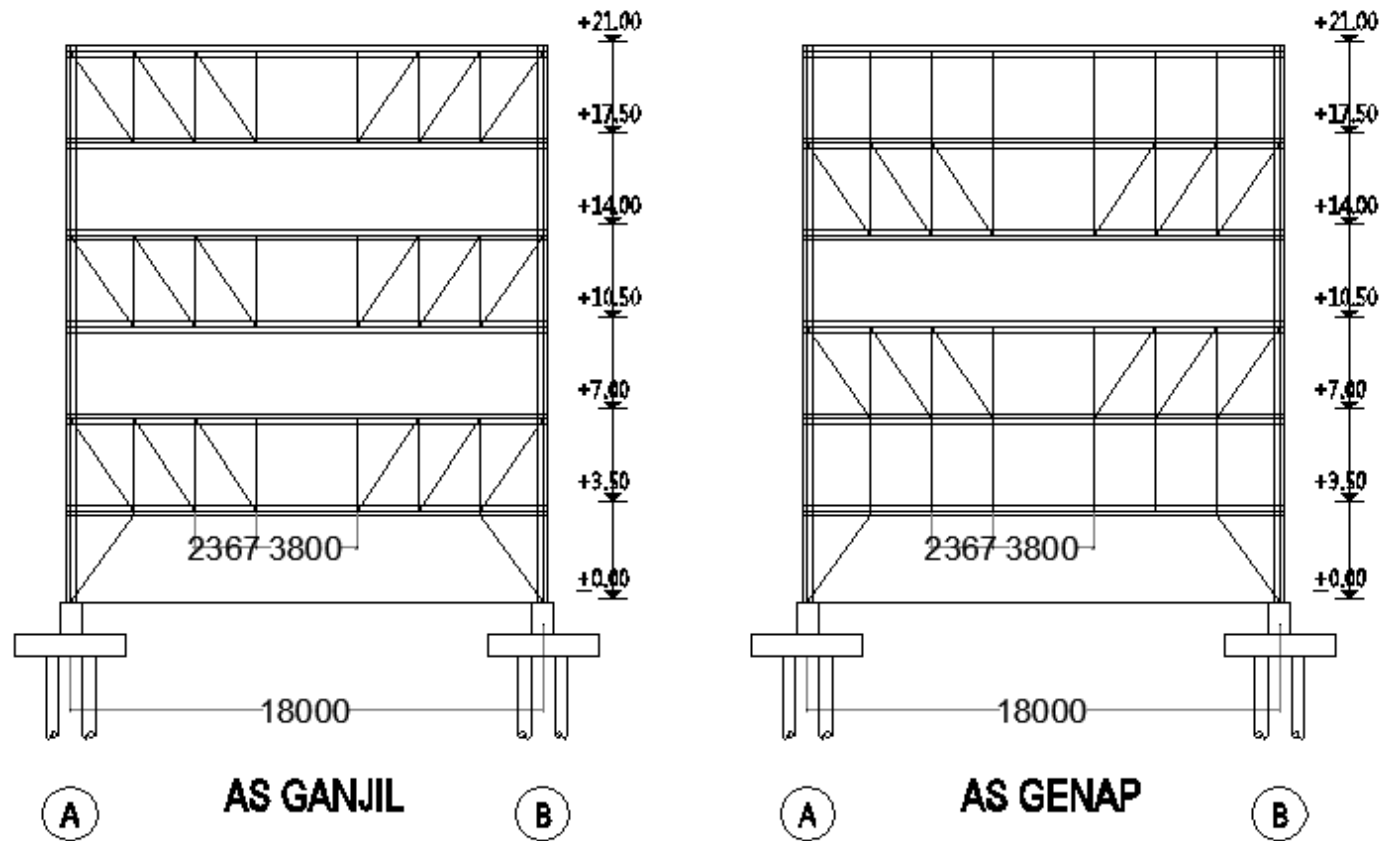
LAMPIRAN 6 - Gambar Model Gedung STF1 Arah B-T



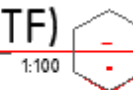
STF1 ARAH B-T (PORTAL SMRF) 1:100



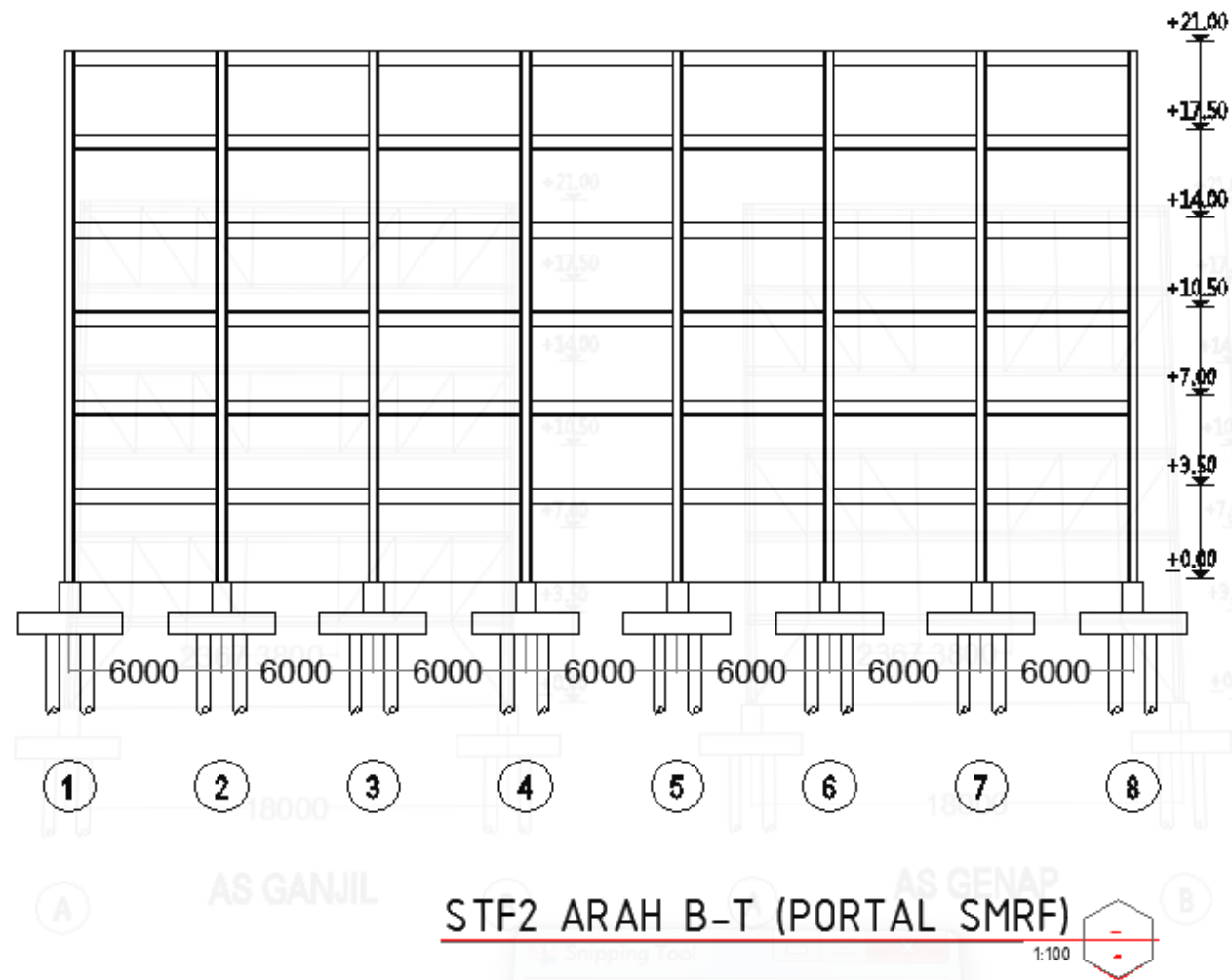
LAMPIRAN 7 - Gambar Model Gedung STF2 Arah U-S



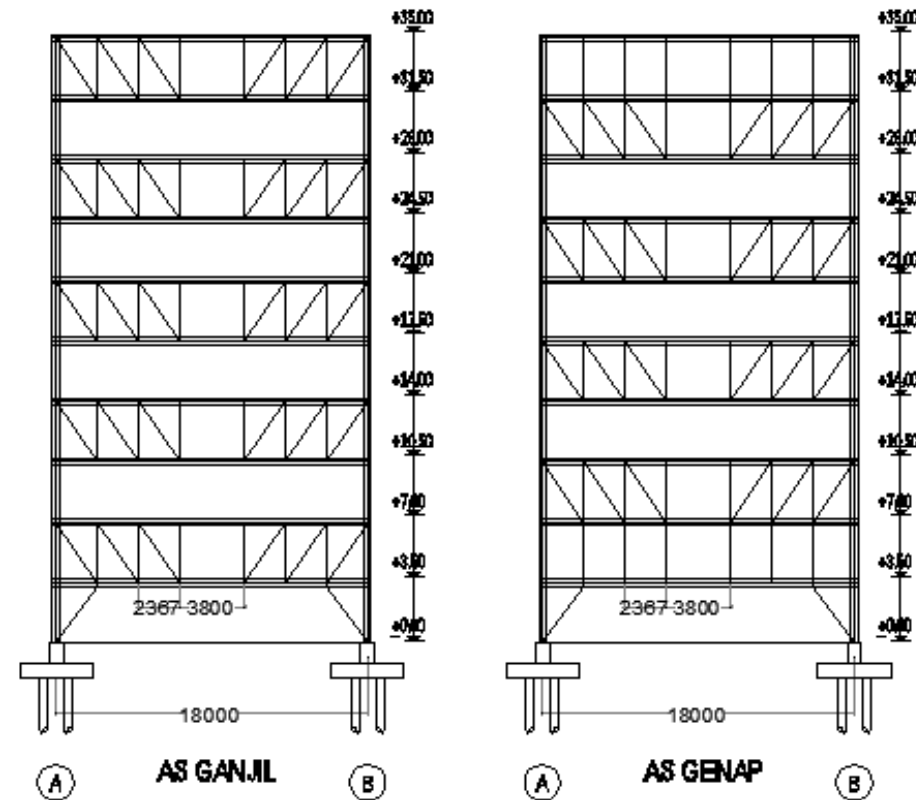
STF2 ARAH U-S (PORTAL STF)



LAMPIRAN 8 - Gambar Model Gedung STF2 Arah B-T

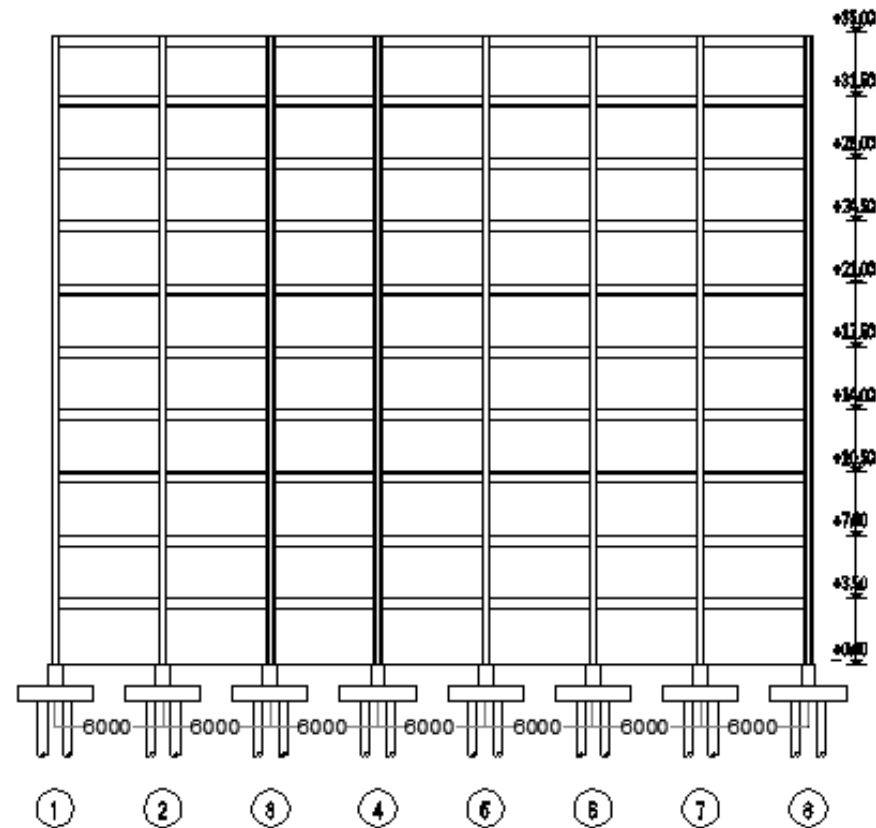


LAMPIRAN 9 - Gambar Model Gedung STF3 Arah U-S



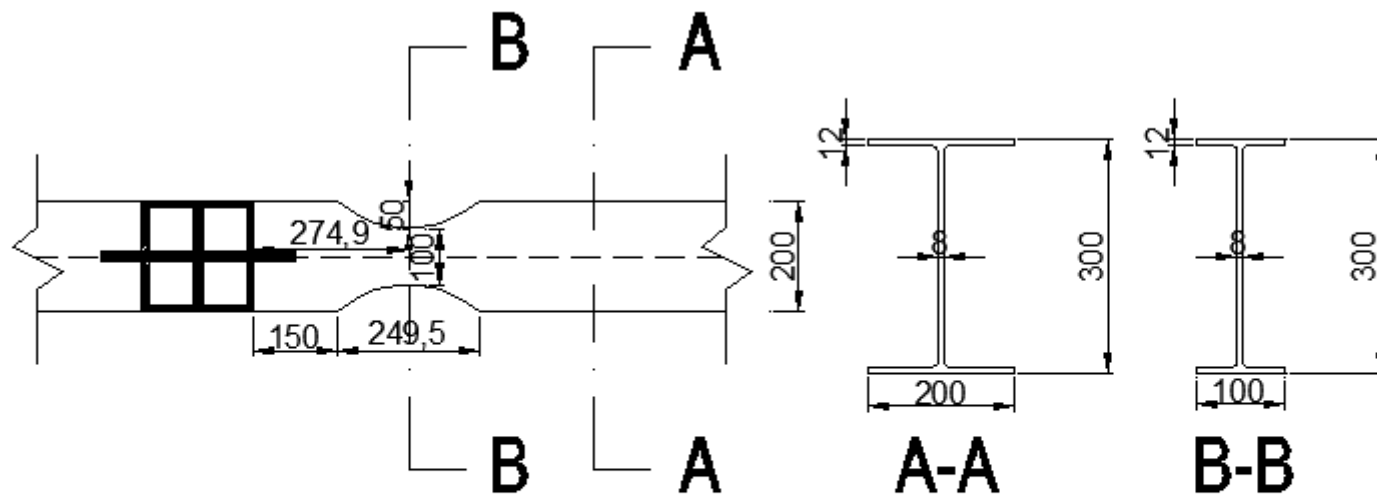
STF3 ARAH U-S (PORTAL STF)  
1:100

LAMPIRAN 10 - Gambar Model Gedung STF3 Arah B-T

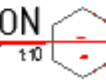


STF3 ARAH B-T (PORTAL SMRF) 1:100

LAMPIRAN 11 - Gambar Konfigurasi RBS

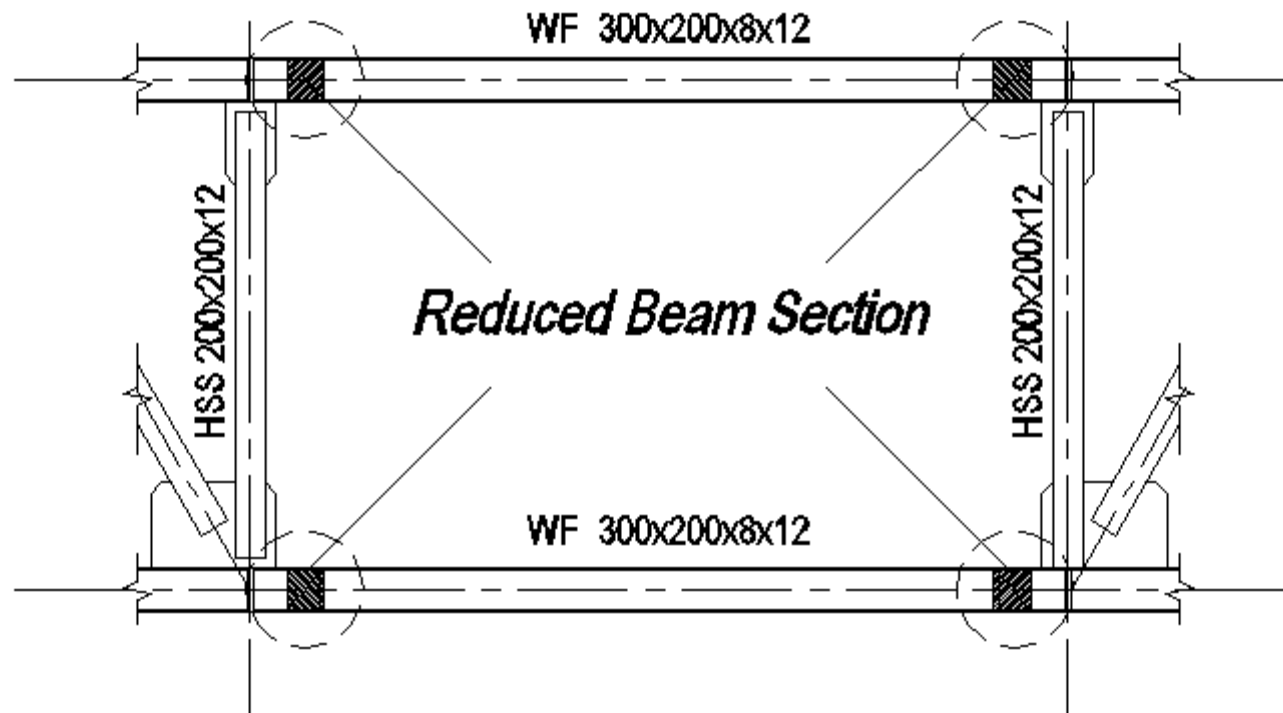



KONFIGURASI REDUCED BEAM SECTION





LAMPIRAN 12 - Gambar Letak RBS pada *Vierendeel Panel*



LETAK RBS PADA VIERENDEEL PANEL 

### LAMPIRAN 13 - Kontrol Penampang Gedung STF1

- *Spandrel Beam* Lantai (WF 300x200x8x12)

| Kontrol terhadap Momen Lentur                   |   |                   |             |           |                  |             | Kontrol terhadap Geser            |                  |            | Lendutan   |            |
|---|---|-------------------|-------------|-----------|------------------|-------------|-----------------------------------|------------------|------------|------------|------------|
| Local Buckling                                  |   | Lateral Buckling  |             |           | $\phi M_n$       | $M_u$       | Badan                             | $\phi V_n$       | $V_u$      | f<br>ijin  | f          |
| Sayap   | Badan   | Lb                | Lp          | Lr        |                  |             |                                   |                  |            |            |            |
| $\frac{b_f}{2t_f} < \lambda_p = 170 \sqrt{f_y}$ | $\frac{h}{t_w} < \lambda_p = 1680 \sqrt{f_y}$ | 600<br>cm         | 234.5<br>cm | 743<br>cm | 185.2k<br>Nm     | 39.7<br>kNm | $\frac{h}{t_w} < 1100 \sqrt{f_y}$ | 259.2<br>kN      | 30.6<br>kN | 1.67<br>cm | 0.07<br>cm |
| $8.3 < 10.7$                                    | $30 < 106.3$                                  | $L_p < L_b < L_r$ |             |           | $\phi M_n > M_u$ |             | $30 < 69.6$                       | $\phi V_n > V_u$ |            | f ijin > f |            |
| Penampang Kompak                                |   | Bentang Menengah  |             |           | OK               |             | Plastis                           | OK               |            | OK         |            |

- *Column* (WF 400x400x40x75)

| Kontrol terhadap Aksial                      |  |               |            | Kontrol terhadap Momen Lentur                |   |                  |             |              |               |            |               | Kontrol terhadap Geser |                                 |              |            |              | Int. Aksi.-<br>Lentur |  |          |
|--|--|---------------|------------|--|---|------------------|-------------|--------------|---------------|------------|---------------|------------------------|---------------------------------|--------------|------------|--------------|-----------------------|--|----------|
| Penampang                                    |  | ϕPn           | Pu         | Local Buckling                               |   | Lateral Buckling |             |              | ΦMnx          | Mux        | ϕMny          | Muy                    | Badan                           | ϕVnx         | Vux        | ϕVny         | Vuy                   | $\frac{(Pu/\phi Pn) + (Mux/\phi Mnx + Muy/\phi Mny)}{Mnx + Muy} < 1$ |          |
|  |  |               |            | Sayap  | Badan                                       | Lb               | Lp          | Lr           |               |            |               |                        |                                 |              |            |              |                       |  |          |
| $\frac{bf}{2tf} < \lambda r = 250 \sqrt{fy}$ | $\frac{h}{tw} < \lambda r = 665 \sqrt{fy}$ | 14107.4<br>kN | 1648<br>kN | $\frac{bf}{2tf} < \lambda p = 170 \sqrt{fy}$ | $\frac{h}{tw} < \lambda p = 1680 \sqrt{fy}$ | 350<br>cm        | 552.6<br>cm | 5942.6<br>cm | 1474.9<br>kNm | 297<br>kNm | 3236.6<br>kNm | 152.3<br>kNm           | $\frac{h}{tw} < 1100 \sqrt{fy}$ | 1312.2<br>kN | 57.8<br>kN | 6482.7<br>kN | 94.6<br>kN            |  |          |
| $3.1 < 15.8$                                 | $4.8 < 42$                                 | ϕPn > Pu      |            | $3.1 < 10.7$                                 | $4.8 < 106.3$                               | Lb < Lp          |             |              | ΦMnx > Mux    |            | ϕMny > Muy    |                        | $4.8 < 69.6$                    | ϕVn > Vu     |            | ϕVn > Vu     |                       |  | 0.37 < 1 |
| Penampang<br>tdk Langsing                    |  | OK            |            | Penampang<br>Kompak                          |   | Bentang Pendek   |             |              | OK            |            | OK            |                        | Plastis                         | OK           |            | OK           |                       |  | OK       |

### LAMPIRAN 13 - Kontrol Penampang Gedung STF1 (Lanjutan)

- *Truss Chord* (WF 300x200x8x12)

| Kontrol terhadap Aksial |                   |           |          | Kontrol terhadap Momen Lentur |                    |                  |         |          |            |          | Kontrol terhadap Geser |          |       | Int. Aks.-<br>Lentur     |
|-------------------------|-------------------|-----------|----------|-------------------------------|--------------------|------------------|---------|----------|------------|----------|------------------------|----------|-------|--------------------------|
| Penampang               |                   | φPn       | Pu       | Local Buckling                |                    | Lateral Buckling |         |          | φMnx       | Mux      | Badan                  | φVnx     | Vux   | (Pu/2φPn)+(Mux/φMnx) < 1 |
|                         |                   |           |          | Sayap                         | Badan              | Lb               | Lp      | Lr       |            |          |                        |          |       |                          |
| bf/2tf < λr=250/√fy     | h/tw < λr=665/√fy | 1538.1 kN | 167.1 kN | bf/2tf < λp=170/√fy           | h/tw < λp=1680/√fy | 236.7 cm         | 234.5cm | 742.9 cm | 185.2 kNm  | 56.7 kNm | h/tw < 1100√fy         | 259.2 kN | 33 kN |                          |
| 8.3 < 15.8              | 30 < 42           | φPn > Pu  |          | 8.3 < 10.7                    | 30 < 106.3         | Lp < Lb < Lr     |         |          | φMnx > Mux |          | 30 < 69.6              | φVn > Vu |       |                          |
| Penampang tdk Langsing  |                   | OK        |          | Penampang Kompak              |                    | Bentang Menengah |         |          | OK         |          | Plastis                | OK       |       |                          |

- *Vierendeel Panel* (WF 300x200x8x12)

| Kontrol terhadap Aksial                    |  |              |             | Kontrol terhadap Momen Lentur              |   |                  |         |             |              |             | Kontrol terhadap Geser         |             |            | Int. Aks.-<br>Lentur               |            |
|--|--|--------------|-------------|--|---|------------------|---------|-------------|--------------|-------------|--------------------------------|-------------|------------|------------------------------------|------------|
| Penampang                                  |  | φPn          | Pu          | Local Buckling                             |   | Lateral Buckling |         |             | φMnx         | Mux         | Badan                          | φVnx        | Vux        | $(Pu/2\phi Pn)+(Mux/\phi Mnx) < 1$ |            |
|  |  |              |             | Sayap                                      | Badan                                     | Lb               | Lp      | Lr          |              |             |                                |             |            |                                    |            |
| $\frac{bf}{2tf} < \lambda r=250/\sqrt{fy}$ | $\frac{h}{tw} < \lambda r=665/\sqrt{fy}$ | 1478.9<br>kN | 149.4<br>kN | $\frac{bf}{2tf} < \lambda p=170/\sqrt{fy}$ | $\frac{h}{tw} < \lambda p=1680/\sqrt{fy}$ | 380<br>cm        | 234.5cm | 742.9<br>cm | 185.2<br>kNm | 24.2<br>kNm | $\frac{h}{tw} < 1100\sqrt{fy}$ | 259.2<br>kN | 25.5<br>kN |                                    |            |
| $8.3 < 15.8$                               | $30 < 42$                                | φPn > Pu     |             | $8.3 < 10.7$                               | $30 < 106.3$                              | Lp<Lb < Lr       |         |             | φMnx > Mux   |             | $30 < 69.6$                    | φVn > Vu    |            |                                    | $0.36 < 1$ |
| Penampang tdk<br>Langsing                  |  | OK           |             | Penampang Kompak                           |   | Bentang Menengah |         |             | OK           |             | Plastis                        | OK          |            |                                    | OK         |

### LAMPIRAN 13 - Kontrol Penampang Gedung STF1 (Lanjutan)

- *Truss* (HSS 200x200x12)

| Kontrol terhadap Aksial |                |                     |                |                     |                |                     |                |
|-------------------------|----------------|---------------------|----------------|---------------------|----------------|---------------------|----------------|
| Truss diagonal          |                | Truss hanger        |                | Truss knee brace    |                | Truss vertical      |                |
| $\phi P_{n_{tens}}$     | $P_{u_{tens}}$ | $\phi P_{n_{comp}}$ | $P_{u_{comp}}$ | $\phi P_{n_{comp}}$ | $P_{u_{comp}}$ | $\phi P_{n_{comp}}$ | $P_{u_{comp}}$ |
| 2030<br>kN              | 1069.7<br>kN   | 1744<br>kN          | 499.4<br>kN    | 1810<br>kN          | 928.2<br>kN    | 1744<br>kN          | 1057<br>kN     |
| $\phi P_n > P_u$        |                | $\phi P_n > P_u$    |                | $\phi P_n > P_u$    |                | $\phi P_n > P_u$    |                |
| OK                      |                | OK                  |                | OK                  |                | OK                  |                |

#### LAMPIRAN 14 - Kontrol Penampang Gedung STF2

- *Spandrel Beam* Lantai (WF 300x200x8x12)

| Kontrol terhadap Momen Lentur                   |   |                   |             |           |                  |             | Kontrol terhadap Geser            |                  |            | Lendutan   |           |
|---|---|-------------------|-------------|-----------|------------------|-------------|-----------------------------------|------------------|------------|------------|-----------|
| Local Buckling                                  |   | Lateral Buckling  |             |           | $\phi M_n$       | $M_u$       | Badan                             | $\phi V_n$       | $V_u$      | f<br>ijin  | f         |
| Sayap   | Badan   | Lb                | Lp          | Lr        |                  |             |                                   |                  |            |            |           |
| $\frac{b_f}{2t_f} < \lambda_p = 170 \sqrt{f_y}$ | $\frac{h}{t_w} < \lambda_p = 1680 \sqrt{f_y}$ | 600<br>cm         | 234.5<br>cm | 743<br>cm | 185.2<br>kNm     | 36.7<br>kNm | $\frac{h}{t_w} < 1100 \sqrt{f_y}$ | 259.2<br>kN      | 40.9<br>kN | 1.67<br>cm | 0.1<br>cm |
| $8.3 < 10.7$                                    | $30 < 106.3$                                  | $L_p < L_b < L_r$ |             |           | $\phi M_n > M_u$ |             | $30 < 69.6$                       | $\phi V_n > V_u$ |            | f ijin > f |           |
| Penampang Kompak                                |   | Bentang Menengah  |             |           | OK               |             | Plastis                           | OK               |            | OK         |           |

- *Column* (WF 400x400x40x75)

| Kontrol terhadap Aksial                    |  |               |              | Kontrol terhadap Momen Lentur              |   |                  |             |              |               |              |               | Kontrol terhadap Geser |                                 |              |          |              | Int. Aksi.-<br>Lentur |                                       |
|--|--|---------------|--------------|--|---|------------------|-------------|--------------|---------------|--------------|---------------|------------------------|---------------------------------|--------------|----------|--------------|-----------------------|---------------------------------------|
| Penampang                                  |  | φPn           | Pu           | Local Buckling                             |   | Lateral Buckling |             |              | ΦMnx          | Mux          | φMny          | Muy                    | Badan                           | φVnx         | Vux      | φVny         | Vuy                   | (Pu/φPn)+(Mux/φMnx + Muy/φMny)<br>< 1 |
|  |  |               |              | Sayap                                      | Badan                                     | Lb               | Lp          | Lr           |               |              |               |                        |                                 |              |          |              |                       |                                       |
| $\frac{bf}{2tf} < \lambda r=250/\sqrt{fy}$ | $\frac{h}{tw} < \lambda r=665/\sqrt{fy}$ | 14107.4<br>kN | 2644.8<br>kN | $\frac{bf}{2tf} < \lambda p=170/\sqrt{fy}$ | $\frac{h}{tw} < \lambda p=1680/\sqrt{fy}$ | 350<br>cm        | 552.6<br>cm | 5942.6<br>cm | 1474.9<br>kNm | 503.2<br>kNm | 3236.6<br>kNm | 160.4<br>kNm           | $\frac{h}{tw} < 1100/\sqrt{fy}$ | 1312.2<br>kN | 63<br>kN | 6482.7<br>kN | 157<br>kN             |                                       |
| $3.1 < 15.8$                               | $4.8 < 42$                               | φPn > Pu      |              | $3.1 < 10.7$                               | $4.8 < 106.3$                             | Lb < Lp          |             |              | φMnx > Mux    |              | φMny > Muy    |                        | $4.8 < 69.6$                    | φVn > Vu     |          | φVn > Vu     |                       |                                       |
| Penampang<br>tdk Langsing                  |  | OK            |              | Penampang<br>Kompak                        |   | Bentang Pendek   |             |              | OK            |              | OK            |                        | Plastis                         | OK           |          | OK           |                       |                                       |

#### LAMPIRAN 14 - Kontrol Penampang Gedung STF2 (Lanjutan)

- *Truss Chord* (WF 300x200x8x12)

| Kontrol terhadap Aksial               |                                     |                  |          | Kontrol terhadap Momen Lentur         |                                      |                   |         |          |                        |          | Kontrol terhadap Geser   |                  |          | Int. Aks.-<br>Lentur                         |
|---------------------------------------|-------------------------------------|------------------|----------|---------------------------------------|--------------------------------------|-------------------|---------|----------|------------------------|----------|--------------------------|------------------|----------|--|
| Penampang                             |                                     | $\phi P_n$       | $P_u$    | Local Buckling                        |                                      | Lateral Buckling  |         |          | $\phi M_{nx}$          | $M_{ux}$ | Badan                    | $\phi V_{nx}$    | $V_{ux}$ | $(P_u/2\phi P_n) + (M_{ux}/\phi M_{nx}) < 1$ |
|                                       |                                     |                  |          | Sayap                                 | Badan                                | Lb                | Lp      | Lr       |                        |          |                          |                  |          |  |
| $bf/2tf < \lambda_r = 250/\sqrt{f_y}$ | $h/tw < \lambda_r = 665/\sqrt{f_y}$ | 1538.1 kN        | 166.3 kN | $bf/2tf < \lambda_p = 170/\sqrt{f_y}$ | $h/tw < \lambda_p = 1680/\sqrt{f_y}$ | 236.7 cm          | 234.5cm | 742.9 cm | 185.2 kNm              | 65.8 kNm | $h/tw < 1100/\sqrt{f_y}$ | 259.2 kN         | 40.9 kN  |  |
| $8.3 < 15.8$                          | $30 < 42$                           | $\phi P_n > P_u$ |          | $8.3 < 10.7$                          | $30 < 106.3$                         | $L_p < L_b < L_r$ |         |          | $\phi M_{nx} > M_{ux}$ |          | $30 < 69.6$              | $\phi V_n > V_u$ |          | $0.4 < 1$                                    |
| Penampang tdk Langsing                |                                     | OK               |          | Penampang Kompak                      |                                      | Bentang Menengah  |         |          | OK                     |          | Plastis                  | OK               |          | OK   |

- *Vierendeel Panel* (WF 300x200x8x12)

| Kontrol terhadap Aksial               |                                     |                  |          | Kontrol terhadap Momen Lentur         |                                      |                   |         |          |                        |          | Kontrol terhadap Geser   |                  |          | Int. Aks.-<br>Lentur                         |
|---------------------------------------|-------------------------------------|------------------|----------|---------------------------------------|--------------------------------------|-------------------|---------|----------|------------------------|----------|--------------------------|------------------|----------|--|
| Penampang                             |                                     | $\phi P_n$       | $P_u$    | Local Buckling                        |                                      | Lateral Buckling  |         |          | $\phi M_{nx}$          | $M_{ux}$ | Badan                    | $\phi V_{nx}$    | $V_{ux}$ | $(P_u/2\phi P_n) + (M_{ux}/\phi M_{nx}) < 1$ |
|                                       |                                     |                  |          | Sayap                                 | Badan                                | Lb                | Lp      | Lr       |                        |          |                          |                  |          |  |
| $bf/2tf < \lambda_r = 250/\sqrt{f_y}$ | $h/tw < \lambda_r = 665/\sqrt{f_y}$ | 1478.9 kN        | 193.8 kN | $bf/2tf < \lambda_p = 170/\sqrt{f_y}$ | $h/tw < \lambda_p = 1680/\sqrt{f_y}$ | 380 cm            | 234.5cm | 742.9 cm | 185.2 kNm              | 41 kNm   | $h/tw < 1100/\sqrt{f_y}$ | 259.2 kN         | 37 kN    |  |
| $8.3 < 15.8$                          | $30 < 42$                           | $\phi P_n > P_u$ |          | $8.3 < 10.7$                          | $30 < 106.3$                         | $L_p < L_b < L_r$ |         |          | $\phi M_{nx} > M_{ux}$ |          | $30 < 69.6$              | $\phi V_n > V_u$ |          | $0.29 < 1$                                   |
| Penampang tdk Langsing                |                                     | OK               |          | Penampang Kompak                      |                                      | Bentang Menengah  |         |          | OK                     |          | Plastis                  | OK               |          | OK   |

#### LAMPIRAN 14 - Kontrol Penampang Gedung STF2 (Lanjutan)

- *Truss* (HSS 200x200x12)

| Kontrol terhadap Aksial |                |                     |                |                     |                |                     |                |
|-------------------------|----------------|---------------------|----------------|---------------------|----------------|---------------------|----------------|
| Truss diagonal          |                | Truss hanger        |                | Truss knee brace    |                | Truss vertical      |                |
| $\phi P_{n_{tens}}$     | $P_{u_{tens}}$ | $\phi P_{n_{comp}}$ | $P_{u_{comp}}$ | $\phi P_{n_{comp}}$ | $P_{u_{comp}}$ | $\phi P_{n_{comp}}$ | $P_{u_{comp}}$ |
| 2030<br>kN              | 1208.3<br>kN   | 1744<br>kN          | 493.2<br>kN    | 1810<br>kN          | 892.4<br>kN    | 1744<br>kN          | 879<br>kN      |
| $\phi P_n > P_u$        |                | $\phi P_n > P_u$    |                | $\phi P_n > P_u$    |                | $\phi P_n > P_u$    |                |
| OK                      |                | OK                  |                | OK                  |                | OK                  |                |

### LAMPIRAN 15 - Kontrol Penampang Gedung STF3

- *Spandrel Beam* Lantai (WF 300x200x8x12)

| Kontrol terhadap Momen Lentur                   |   |                   |             |           |                  |             | Kontrol terhadap Geser            |                  |            | Lendutan   |            |
|---|---|-------------------|-------------|-----------|------------------|-------------|-----------------------------------|------------------|------------|------------|------------|
| Local Buckling                                  |   | Lateral Buckling  |             |           | $\phi M_n$       | $M_u$       | Badan                             | $\phi V_n$       | $V_u$      | f<br>ijin  | f          |
| Sayap   | Badan   | Lb                | Lp          | Lr        |                  |             |                                   |                  |            |            |            |
| $\frac{b_f}{2t_f} < \lambda_p = 170 \sqrt{f_y}$ | $\frac{h}{t_w} < \lambda_p = 1680 \sqrt{f_y}$ | 600<br>cm         | 234.5<br>cm | 743<br>cm | 185.2<br>kNm     | 63.7<br>kNm | $\frac{h}{t_w} < 1100 \sqrt{f_y}$ | 259.2<br>kN      | 41.2<br>kN | 1.67<br>cm | 0.11<br>cm |
| $8.3 < 10.7$                                    | $30 < 106.3$                                  | $L_p < L_b < L_r$ |             |           | $\phi M_n > M_u$ |             | $30 < 69.6$                       | $\phi V_n > V_u$ |            | f ijin > f |            |
| Penampang Kompak                                |   | Bentang Menengah  |             |           | OK               |             | Plastis                           | OK               |            | OK         |            |

- *Column* (WF 400x400x40x75)

| Kontrol terhadap Aksial   |                      |               |              | Kontrol terhadap Momen Lentur |                       |                  |             |              |               |              |               |              | Kontrol terhadap Geser |            |            |            |                 | Int. Aksi.-<br>Lentur                    |
|---------------------------|----------------------|---------------|--------------|-------------------------------|-----------------------|------------------|-------------|--------------|---------------|--------------|---------------|--------------|------------------------|------------|------------|------------|-----------------|--|
| Penampang                 |                      | φPn           | Pu           | Local Buckling                |                       | Lateral Buckling |             |              | ΦMnx          | Mux          | φMny          | Muy          | Badan                  | φVnx       | Vux        | φVny       | Vuy             | (Pu/φPn)+8/9(Mux/φMnx +<br>Muy/φMny) < 1 |
|                           |                      |               |              | Sayap                         | Badan                 | Lb               | Lp          | Lr           |               |              |               |              |                        |            |            |            |                 |  |
| bf/2tf <<br>λr=250/√fy    | h/tw <<br>λr=665/√fy | 14107.4<br>kN | 4557.6<br>kN | bf/2tf <<br>λp=170/√fy        | h/tw <<br>λp=1680/√fy | 350<br>cm        | 552.6<br>cm | 5942.6<br>cm | 1474.9<br>kNm | 523.8<br>kNm | 3236.6<br>kNm | 235.4<br>kNm | h/tw <<br>1100/√fy     | 1458<br>kN | 83.8<br>kN | 7203<br>kN | 162.<br>5<br>kN |  |
| 3.1 <<br>15.8             | 4.8 <<br>42          | φPn > Pu      |              | 3.1 <<br>10.7                 | 4.8 <<br>106.3        | Lb < Lp          |             |              | φMnx > Mux    |              | φMny > Muy    |              | 4.8 <<br>69.6          | φVn > Vu   |            | φVn > Vu   |                 |  |
| Penampang<br>tdk Langsing |                      | OK            |              | Penampang<br>Kompak           |                       | Bentang Pendek   |             |              | OK            |              | OK            |              | Plastis                | OK         |            | OK         |                 | OK                                       |



# LAMPIRAN 15 - Kontrol Penampang Gedung STF3 (Lanjutan)

## • *Truss Chord* (WF 300x200x8x12)

| Kontrol terhadap Aksial               |                                     |                  |        | Kontrol terhadap Momen Lentur         |                                      |                   |         |          |                        |          | Kontrol terhadap Geser  |                  |          | Int. Aks.-<br>Lentur                         |
|---------------------------------------|-------------------------------------|------------------|--------|---------------------------------------|--------------------------------------|-------------------|---------|----------|------------------------|----------|-------------------------|------------------|----------|--|
| Penampang                             |                                     | $\phi P_n$       | $P_u$  | Local Buckling                        |                                      | Lateral Buckling  |         |          | $\phi M_{nx}$          | $M_{ux}$ | Badan                   | $\phi V_{nx}$    | $V_{ux}$ | $(P_u/2\phi P_n) + (M_{ux}/\phi M_{nx}) < 1$ |
|                                       |                                     |                  |        | Sayap                                 | Badan                                | Lb                | Lp      | Lr       |                        |          |                         |                  |          |  |
| $bf/2tf < \lambda_r = 250/\sqrt{f_y}$ | $h/tw < \lambda_r = 665/\sqrt{f_y}$ | 1538.1 kN        | 177 kN | $bf/2tf < \lambda_p = 170/\sqrt{f_y}$ | $h/tw < \lambda_p = 1680/\sqrt{f_y}$ | 236.7 cm          | 234.5cm | 742.9 cm | 185.2 kNm              | 65 kNm   | $h/tw < 1100\sqrt{f_y}$ | 259.2 kN         | 40.4 kN  |  |
| $8.3 < 15.8$                          | $30 < 42$                           | $\phi P_n > P_u$ |        | $8.3 < 10.7$                          | $30 < 106.3$                         | $L_p < L_b < L_r$ |         |          | $\phi M_{nx} > M_{ux}$ |          | $30 < 69.6$             | $\phi V_n > V_u$ |          | $0.41 < 1$                                   |
| Penampang tdk Langsing                |                                     | OK               |        | Penampang Kompak                      |                                      | Bentang Menengah  |         |          | OK                     |          | Plastis                 | OK               |          | OK   |

## • *Vierendeel Panel* (WF 300x200x8x12)

| Kontrol terhadap Aksial               |                                     |                  |        | Kontrol terhadap Momen Lentur         |                                      |                   |         |          |                        |          | Kontrol terhadap Geser  |                  |          | Int. Aks.-<br>Lentur                         |
|---------------------------------------|-------------------------------------|------------------|--------|---------------------------------------|--------------------------------------|-------------------|---------|----------|------------------------|----------|-------------------------|------------------|----------|--|
| Penampang                             |                                     | $\phi P_n$       | $P_u$  | Local Buckling                        |                                      | Lateral Buckling  |         |          | $\phi M_{nx}$          | $M_{ux}$ | Badan                   | $\phi V_{nx}$    | $V_{ux}$ | $(P_u/2\phi P_n) + (M_{ux}/\phi M_{nx}) < 1$ |
|                                       |                                     |                  |        | Sayap                                 | Badan                                | Lb                | Lp      | Lr       |                        |          |                         |                  |          |  |
| $bf/2tf < \lambda_r = 250/\sqrt{f_y}$ | $h/tw < \lambda_r = 665/\sqrt{f_y}$ | 1478.9 kN        | 209 kN | $bf/2tf < \lambda_p = 170/\sqrt{f_y}$ | $h/tw < \lambda_p = 1680/\sqrt{f_y}$ | 380 cm            | 234.5cm | 742.9 cm | 185.2 kNm              | 58.6 kNm | $h/tw < 1100\sqrt{f_y}$ | 259.2 kN         | 49.6 kN  |  |
| $8.3 < 15.8$                          | $30 < 42$                           | $\phi P_n > P_u$ |        | $8.3 < 10.7$                          | $30 < 106.3$                         | $L_p < L_b < L_r$ |         |          | $\phi M_{nx} > M_{ux}$ |          | $30 < 69.6$             | $\phi V_n > V_u$ |          | $0.39 < 1$                                   |
| Penampang tdk Langsing                |                                     | OK               |        | Penampang Kompak                      |                                      | Bentang Menengah  |         |          | OK                     |          | Plastis                 | OK               |          | OK   |

# LAMPIRAN 15 - Kontrol Penampang Gedung STF3 (Lanjutan)

- *Truss* (HSS 200x200x12)

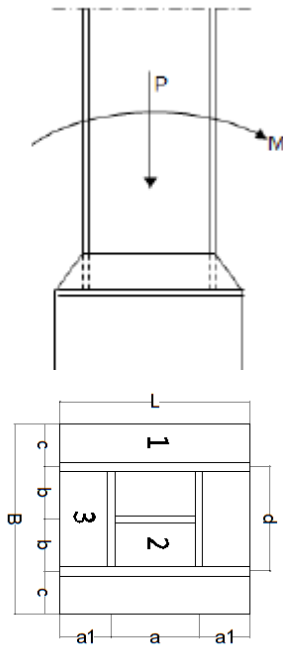
| Kontrol terhadap Aksial |                |                     |                |                     |                |                     |                |
|-------------------------|----------------|---------------------|----------------|---------------------|----------------|---------------------|----------------|
| Truss diagonal          |                | Truss hanger        |                | Truss knee brace    |                | Truss vertical      |                |
| $\phi P_{n_{tens}}$     | $P_{u_{tens}}$ | $\phi P_{n_{comp}}$ | $P_{u_{comp}}$ | $\phi P_{n_{comp}}$ | $P_{u_{comp}}$ | $\phi P_{n_{comp}}$ | $P_{u_{comp}}$ |
| 2030 kN                 | 1194 kN        | 643 kN              | 493.2 kN       | 1810 kN             | 1082.8 kN      | 1744 kN             | 891.4 kN       |
| $\phi P_n > P_u$        |                | $\phi P_n > P_u$    |                | $\phi P_n > P_u$    |                | $\phi P_n > P_u$    |                |
| OK                      |                | OK                  |                | OK                  |                | OK                  |                |

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## LAMPIRAN 16 – Perencanaan *Baseplate*

**Perencanaan *baseplate*** menggunakan metode perhitungan sesuai dengan SNI 03-1729:2002. Berikut adaah contoh perhitungan *basplate* pada STF1.

### Perencanaan Plat Landasan Kolom



Direncanakan :

$$f_c' = 35 \text{ MPa}$$

$$f_y = 410 \text{ MPa}$$

Data SAP 2000 :

$$P_u = 2236.3923 \text{ kN} \approx 2236392.3 \text{ N}$$

$$M_{ux} = 296891.71 \text{ Nm}$$

$$M_{uy} = 152262.8 \text{ Nm}$$

- Kontrol pelat landasan
- Kuat nominal tumpu beton

$$P_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot A = 0,85 \cdot 35 (600 \cdot 600) = 10710000 \text{ N}$$

$$P_u \leq \phi \cdot P_n = 0,6 \cdot 10710000 = 6426000 \text{ N}$$

$$2236392.3 \text{ N} \leq 6426000 \text{ N} \dots \text{OK}$$

- Tegangan yang di terima beton

➤ Eksentrisitas

$$e = \frac{M}{P} = \frac{3026419.06}{227970.67} = 13.27 \text{ cm}$$

$$W = 1/6 B.L^2 = 1/6 \cdot 60 \cdot 60^2 = 36000 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{227970.67}{60 \times 60} \pm \frac{3026419.06}{36000} \pm \frac{1552118.145}{36000}$$

$$\sigma_{\max} = 190.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = -63.86 \text{ kg/cm}^2$$

Jadi yang di pakai untuk nilai q =  $190.5 \text{ kg/cm}^2 \times 1 \text{ cm} = 190.5 \text{ kg/cm}$

➤ Momen yang terjadi

#### **Daerah I**

Dihitung sebagai pelat kantilever

$$M = \frac{1}{2} \cdot q \cdot c^2 = \frac{1}{2} \cdot 190.4 \cdot 10^2 = 9525.3 \text{ kg.cm}$$

#### **Daerah II :**

$$M = \alpha \cdot q \cdot b^2$$

$$\frac{a_1}{b} = \frac{40}{20} = 2, \text{ didapatkan } \alpha_1 = 0,1 \text{ dan } \alpha_2 = 0,046$$

$$M_{A1} = \alpha_1 \times q \times b_1^2 = 0,1 \times 190.4 \times 20^2 = 7620.3 \text{ kg.cm}$$

$$M_{A2} = \alpha_2 \times q \times b_2^2 = 0,046 \times 190.4 \times 20^2 = 3505.3 \text{ kg.cm}$$

#### **Daerah III :**

$$M = \frac{1}{2} \cdot q \cdot a_1^2 = \frac{1}{2} \cdot 155.6 \cdot 10^2 = 9525.3 \text{ kg.cm}$$

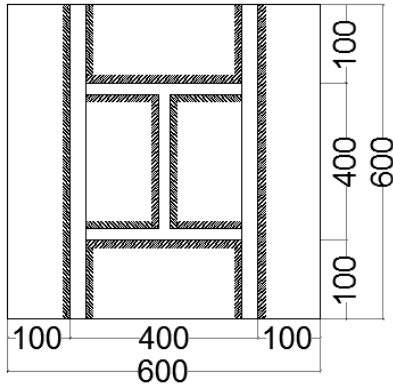
Momen terbesar = 9520.5 kg.cm,  $\sigma_{\text{plat}} = 4100 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{BJ 55}$

➤ Menghitung tebal pelat

$$t = \sqrt{\frac{6.M_u}{\sigma_{\text{plat}}}} = \sqrt{\frac{6.9520.5}{4100}} = 3.73 \text{ cm}$$

dipakai t plat = 4 cm

## Perhitungan Sambungan Las Kolom dan Pelat Landasan



Dimisalkan :

$$t_{\text{las}} = 1 \text{ cm}$$

$$a_{\text{min}} = 10 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A &= 4 \times 40 + 2 \times 26 + 4 \times 10 + 2 \times 60 \\ &= 372 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_x &= b \cdot d + \frac{d^2}{3} = 40 \times 26 + \frac{26^2}{3} \\ &= 1265 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\text{- Akibat geser beban sentris, } f_v = \frac{P_u}{A} = \frac{227970.67}{372} = 612.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{- Akibat beban momen lentur, } f_h = \frac{M_u}{S_x} = \frac{30264.19}{1265} = 2391.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{612.8^2 + 2391.8^2} = 2469.1 \text{ kg/cm}^2$$

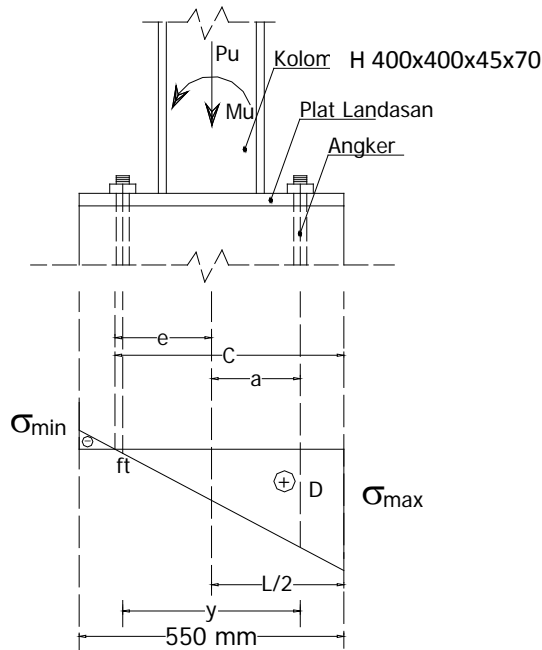
$$\phi \cdot f_n = 0.75 \times 1.2 \times 70 \times 70.3 = 43690.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_{\text{e perlu}} = \frac{f_{\text{total}}}{\phi f_n} = \frac{2469.1}{3690.8} = 0.67 \text{ cm}$$

$$a_{\text{perlu}} = \frac{t_{\text{e perlu}}}{0.707} = \frac{0.67}{0.707} = 0.95 \text{ cm}$$

$$a_{\text{perlu}} < a_{\text{min}} \rightarrow \text{Jadi dipakai las} = a_{\text{min}} = 10 \text{ mm} \approx 1 \text{ cm}$$

## Perhitungan Angkur



Data Sap 2000 :

$$P_u = 227970.67 \text{ kg}$$

$$M_u = 3026418.96 \text{ kg.cm}$$

$$\sigma_{\max} = + 190.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = - 63.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L = \frac{190.4}{190.4 + 63.76} \cdot 60 = 44.95 \text{ cm}$$

$$e = C - \frac{1}{2} \cdot L = 44.95 - \frac{1}{2} \cdot 60 = 14.9 \text{ cm}$$

$$a = C - \frac{1}{3} \cdot C - e = 44.95 - \frac{1}{3} \cdot 44.95 - 14.9 = 7.53 \text{ cm}$$

$$Y = L - \left( \frac{1}{3} \cdot C + 7.5 \right) = 60 - \left( \frac{1}{3} \cdot 44.95 + 7.5 \right) = 37.52 \text{ cm}$$

$$\Sigma M = 0$$

$$f_t = \frac{(M - P \cdot a)}{y} = \frac{227970.67 - (3026419.06 \times 7.53)}{37.52} = 34900.5 \text{ kg}$$

As yang di butuhkan :

$$A_{snet} = \frac{f_t}{\sigma_{baut}} = \frac{34900.5}{0.7 \times 4100} = 12.16 \text{ cm}^2$$

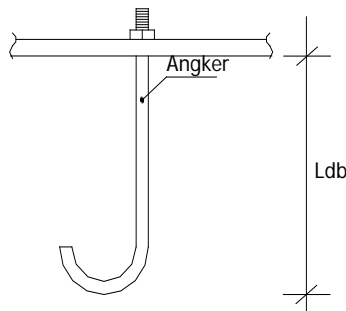
$$\text{Bila dipakai } \varnothing 30 \text{ mm} = 3 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times 3^2 = 7.069 \text{ cm}^2$$

$$A_{snet} = 0.7 \times A_s = 0.7 \times 7.069 = 4.948 \text{ cm}^2$$

$$\text{Jumlah baut} = \frac{A_{snet}}{A_s} = \frac{12.16}{4.948} = 2.46 \approx 4 \text{ buah}$$

### Perhitungan Panjang Angkur



$$\begin{aligned} L_{db} &= \frac{0,02 \cdot A_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c'}} = \frac{0,02 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 30^2 \cdot 410}{\sqrt{35}} \\ &= 979.743 \text{ mm} \approx 97.9743 \text{ cm} \\ 0,06 \cdot d_b \cdot f_y &= 0,06 \times 30 \times 410 = 738 \text{ mm} \approx 73.8 \text{ cm} \end{aligned}$$

Sehingga dipakai panjang angkur = 100 cm.



*"Halaman ini sengaja dikosongkan"*

LAMPIRAN 17 - Data Tanah

**TABEL DAN GRAFIK PENGUJIAN SONDIR**

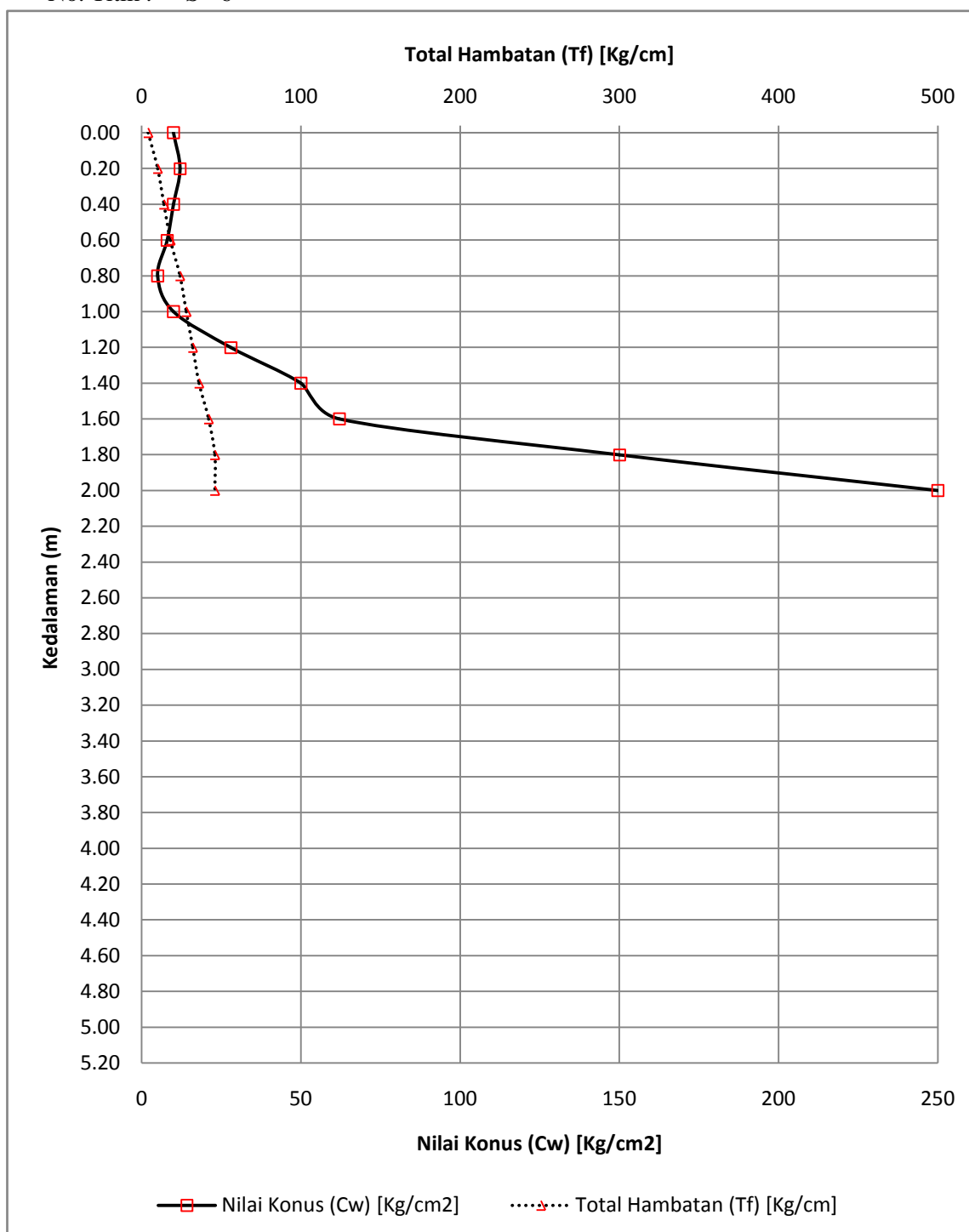
Proyek : Gedung Kantor  
 Lokasi : Desa Ngampilan, Kecamatan Ngampilan, Kota Yogyakarta  
 Tanggal : 11-12 Juni 2016

No. Titik : S - 6

| Kedalaman<br><br>(m) | Nilai<br>Konus<br><br>(Cw)<br><br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | Rata-<br>rata<br>Konus<br><br>(qc)<br><br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | Jumlah<br>Perlawanan<br><br>(Tw)<br><br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | Perlawanan<br>Gesek<br><br>(Kw)<br><br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | Hambatan<br>Setempat<br><br>(Lcf)<br><br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | Hambatan<br>Pelekat<br><br>(Lcf)*20c<br>m<br><br>(kg/cm) | Total<br>Hambatan<br><br>(Tf)<br><br>(kg/cm) |
|----------------------|---|---|---|--|--|--|--|
| 0.00                 |   |   |   |  |  |  |  |
| 0.20                 | 10  |   | 12  | 2  | 0.2  | 4  | 4  |
| 0.40                 | 12  |   | 15  | 3  | 0.3  | 6  | 10   |
| 0.60                 | 10  | 16.63   | 12  | 2  | 0.2  | 4  | 14   |
| 0.80                 | 8   |   | 10  | 2  | 0.2  | 4  | 18   |
| 1.00                 | 5   | 40.38   | 8   | 3  | 0.3  | 6  | 24   |
| 1.20                 | 10  |   | 12  | 2  | 0.2  | 4  | 28   |
| 1.40                 | 28  |   | 30  | 2  | 0.2  | 4  | 32   |
| 1.60                 | 50  | 91.67   | 52  | 2  | 0.2  | 4  | 36   |
| 1.80                 | 62  |   | 65  | 3  | 0.3  | 6  | 42   |
| 2.00                 | 150   | 128   | 152   | 2  | 0.2  | 4  | 46   |
| 2.20                 | 250   |   | 250   | 0  | 0  | 0  | 46   |
| 2.40                 |   |   |   |  |  |  |  |
| 2.60                 |   | 250   |   |  |  |  |  |
| 2.80                 |   |   |   |  |  |  |  |
| 3.00                 |   |   |   |  |  |  |  |
| 3.20                 |   |   |   |  |  |  |  |
| 3.40                 |   |   |   |  |  |  |  |
| 3.60                 |   |   |   |  |  |  |  |
| 3.80                 |   |   |   |  |  |  |  |
| 4.00                 |   |   |   |  |  |  |  |
| 4.20                 |   |   |   |  |  |  |  |
| 4.40                 |   |   |   |  |  |  |  |
| 4.60                 |   |   |   |  |  |  |  |
| 4.80                 |   |   |   |  |  |  |  |
| 5.00                 |   |   |   |  |  |  |  |
| 5.20                 |   |   |   |  |  |  |  |

Proyek : Gedung Kantor  
 Lokasi : Desa Ngampilan, Kecamatan Ngampilan, Kota Yogyakarta  
 Tanggal : 11-12 Juni 2016

No. Titik : S - 6



## BIOGRAFI PENULIS



**Muhammad Farid Nurul Iman.** Lahir di Mojokerto pada tanggal 19 Oktober 1990, merupakan anak keenam dari enam bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK Manba'ul Hidayah Sooko, MI Manba'ul Hidayah Sooko, SMPN 1 Sooko, SMAN 1 Sooko Mojokerto. Penulis kemudian melanjutkan pendidikan tingkat sarjana di Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS pada tahun 2008 dan lulus pada tahun 2012 dengan predikat *cumlaude*. Penulis kemudian melanjutkan pendidikan ke jenjang magister pada Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS dengan konsentrasi bidang keahlian struktur. Penelitian yang dilakukan sebagai tesis magister berjudul “Perilaku Inelastik Struktur Gedung *Staggered Truss* Framing dengan *Reduced Beam Section* pada Elemen *Vierendeel* dengan Variasi Jumlah Lantai Menggunakan Analisa Nonlinear Beban Dorong”. Penulis dapat dihubungi melalui email : [farid.civileng@gmail.com](mailto:farid.civileng@gmail.com)